

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



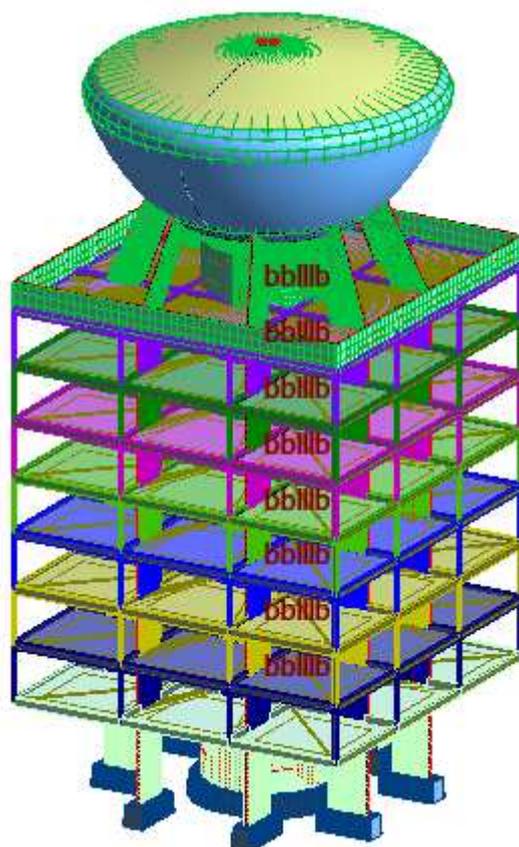
Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Expertise d'un immeuble-réservoir de capacité 1000m³
en zone sismique avec programme de réhabilitation*



Proposé et dirigé par :
M^r H. HAMMOUM

Etudié par :
M^r HAMITOCHE Said

Promotion 2011/2012

Remerciements

*Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à **M^r HAMMOUM** pour m'avoir dirigé et aidé tout au long de l'élaboration du présent mémoire ; tous les enseignants du **GENIE CIVIL** ; **M^{me} BOUBEKER** et tout le personnel de la bibliothèque Génie civil (**UMMTO** et **ENSTP**) pour leur disponibilité ;*

*Je tiens également à remercier tous le personnel du **CTC** centre et **CTC** centre agence ouest (**Alger**), **CTC** sud (**Tizi Ouzou**) ainsi que ceux du **CGS** pour leurs orientations et documentations ;*

*Je remercie en particulier **M^r TALIT Mezyan** (direction des ressources en eau de la wilaya d'Alger « **DREW** »), **M^r BELHIMER Samy** (**APC Dar El Beida**), **M^r MEHANI Youcef** (**CTC** centre **Alger**), **M^r BERKANI Hamza**, **M^r SADOUDI Brahim** et tous le personnel qui travaillent aux archives ;*

Je tiens également à remercier les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail ;

Enfin, à tous ceux qui ont participés de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Merci à tous

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma grande mère a qui je souhaite longue vie ;*
- *Mes parents qui m'ont beaucoup soutenus ;*
- *Mes frères et sœurs ;*
- *Tous mes amis (es) ;*
- *Ainsi que le petit yani.*

HAMITOUCHE Saïd

Sommaire

✚ Introduction générale.....	01
✚ Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....	03
✚ Chapitre II : caractéristiques des matériaux.....	16
✚ Chapitre III : étude du contreventement.....	23
✚ Chapitre IV : Modélisation de la structure en éléments finis avec le logiciel Robot 2013 v26.....	63
✚ Chapitre V : exploitation des résultats.....	105
✚ Chapitre VI : réhabilitation de l'ouvrage.....	137
✚ Conclusion générale.....	158

L'immeuble qui fait l'objet de notre intérêt dans ce travail de mémoire de fin d'étude est un immeuble à appartements surmonté d'un réservoir de 1000 m³ dans la commune de Dar El Beida à Alger. Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier après l'indépendance retardèrent l'achèvement total de la construction, ce bâtiment appartiendra d'abord à Air Algérie où ses pilotes de lignes résideront, puis sera géré par l'APC de Dar El Beida. Actuellement, il appartient aux services de la SEAL de la même commune.

*On pouvait lire dans un article publié dans une revue spécialisée de génie civil « **technique des travaux** » dans son numéro de janvier 1963 :(voir annexe 1)*

« Immeuble à appartements surmonté d'un réservoir de 1000 m³ à Alger,

*On vient de terminer la construction à Alger un curieux immeuble, en forme de tour carrée de 17 m de côté, à 7 étages, surmonté d'un réservoir de 1000m³, dont la **Technique des travaux** donne la description dans son numéro de septembre-octobre 1962 (p.295).*

Cette construction est constituée par une tour centrale cylindrique de 6m de diamètre, supportant le réservoir et autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles de béton formant l'ossature. Le contreventement est assuré par les plancher. L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13 m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.

Chaque étage comporte 4 appartements de 3 pièces, sauf le premier qui comprend 8 studios. la tour centrale abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir.

Le réservoir est constitué d'une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordé à une calotte sphérique.

Les façades de comporte pas de briques, du moins extérieurement, mais utilisent largement le verre, le plastique et l'aluminium.

Le rez-de-chaussée est libre et peut être utilisé partiellement comme abri à voitures.

Le bétonnage du réservoir a été effectué, pour la première fois en Algérie, avec un béton sec projeté sur le ferrailage et le seul coffrage extérieur.

Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier retardèrent l'achèvement total ».

Ce bâtiment qui à ce jour demeure une prouesse de génie civil qui associe à la fois une structure à usage d'habitation et un ouvrage d'art hydraulique par sa cuve au dernier niveau fait de lui un ouvrage extrêmement complexe. Complexe dans sa conception et calcul et complexe par son comportement sous l'effet du séisme.

Si bien que depuis sa mise en service en 1962 cet ouvrage a subi plusieurs séismes sans qu'il ne soit ébranlé, tels que : El Asnam 1980, Bordj Ménaiel 1982, Oued djer 1988, Tipaza 1989; mais le séisme de boumerdes du 21 mai 2003 sera fatal pour cet ouvrage d'art.

La structure a été déclassée après une étude faite par le CTC centre agence ouest, car le noyau central a subi des dommages importants, les voiles, poteaux et poutres n'ont pas été touchés, le réservoir reste constamment vide et en 2004 un réservoir surélevé a été construit juste à coté pour reprendre la fonction du réservoir de notre structure.

L'objet de ce travail est de comprendre les raisons de cet endommagement, aussi un travail d'expertise sur site relayé par un recalculé par modélisation en éléments finis au bureau sera nécessaire pour pouvoir à la fin lancer des actions de réhabilitation.

C'est ce que nous tacherons de faire à travers les six chapitres qui suivent :

Nous présenterons au chapitre 1 la situation géographique de notre ouvrage, ses caractéristiques géométriques et les différents éléments qui le constituent ainsi que les différents plans récupérés aux archives. Au chapitre 2 nous verrons les différents matériaux utilisés dans notre structure ainsi que leurs caractéristiques mécaniques et physiques. Le chapitre 3 sera consacré à l'étude du système de contreventement. Puis au chapitre 4 nous allons voir la modélisation par éléments finis de notre structure en utilisant un logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional 2013 v26) où ont s'intéressera aux grandes lignes de la modélisation, les différents paramètres à introduire au logiciel notamment ceux des deux spectre RPA88 et RPA99 v 2003, les hypothèses de calcul, lancer les calcul et l'exploitation des résultats ainsi que les difficultés rencontrés lors de la modélisation. C'est au chapitre 5 que nous allons extraire les résultats nécessaires pour comprendre les causes de l'endommagement de notre structure pour pouvoir proposer des actions de réhabilitation. Au chapitre 6 on étudiera les différentes techniques de réparation pour pouvoir à la fin choisir la meilleure solution pour rendre à l'ouvrage sa résistance initiale pour laquelle il a été conçu. On terminera par une conclusion générale.

I.1/ Introduction :

Le présent projet de fin d'étude consiste en l'expertise d'un immeuble réservoir implanté à Dar El Beida en zone sismique, cet ouvrage assure à la fois une fonction d'habitation avec ses sept étages qui comportent chacun quatre appartement de trois pièces sauf le premier qui comprend huit studios, d'autre part le stockage et distribution d'eau potable.

I.2/ Localisation et situation de l'ouvrage :

Notre ouvrage est implanté dans la commune de Dar El Beida (Rue ,12 Mohamed Khamissti) à coté du centre de météorologie à 560 m de la gare de Dar El Beida (Alger), cette commune classée autrefois en zone II (zone de sismicité moyenne) sera ensuite classée en zone III (zone à forte sismicité) par le RPA 99 v2003.

Après le séisme de 2003 et vue l'endommagement du noyau, le réservoir ne sera plus fonctionnel par crainte qu'il présente un risque pour l'ouvrage, alors on a construit juste à coté (90 m environ) dans la même rue un réservoir surélevé pour reprendre la fonction de stockage et distribution d'eau potable assuré autrefois par notre ouvrage.



Figure I.1 : situation de notre projet et l'ouvrage qui le remplace

I.3/ Présentation et description de l'ouvrage :

Notre immeuble est constitué par :

- Une tour centrale cylindrique de six mètres de diamètre qui supporte le réservoir et abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir,
- Une tour carrée de 17m de côté,
- Un réservoir d'une capacité de 1000 m³ constitué par une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordée à une calotte sphérique,



Figure I.2 : vue générale de l'ouvrage

L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.

Cet immeuble à appartements est classé par le RPA 1988 comme étant un ouvrage de grande importance (groupe 1) car il assure l'alimentation en eau potable pour toute la commune de Dar el Beida donc c'est un ouvrage qui doit rester fonctionnel pendant et après un séisme, puis par le RPA 2003 comme étant un ouvrage d'importance vitale (groupe 1A).

Le contreventement est assuré par une tour central cylindrique autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles en béton formant l'ossature.

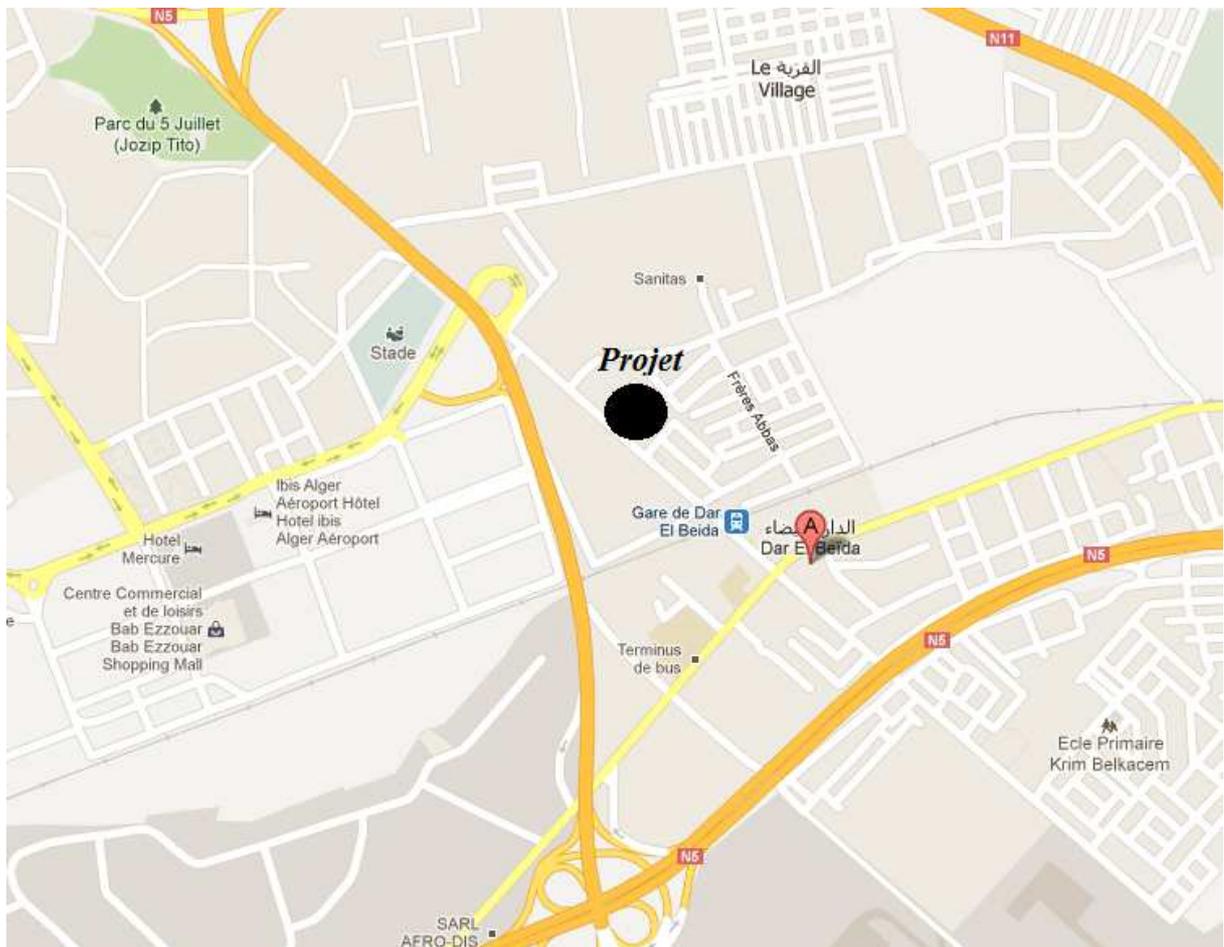


Figure I.3 : vue satellitaire de la situation de l'ouvrage « photo Google maps »



Figure I.4 : vue satellitaire de notre ouvrage et le réservoir « photo Google earth »

I.2/ Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre structure présente les caractéristiques suivantes :

- La longueur totale du bâtiment 17,80m
- La largeur totale du bâtiment 17,80m
- La hauteur totale des appartements y compris l'acrotère 26,30m
- La hauteur totale y compris le réservoir 37,90m
- La hauteur du RDC est de 4,80m
- La hauteur de l'étage courant est de 2,87m

I.3/ Eléments de l'ouvrage :**a. Le réservoir :**

Le réservoir remplis à une hauteur de 8m à partir du niveau de la cuve atteint une capacité de 1000m³, il est constitué par quatre parois d'épaisseurs différentes variant du bas vers le haut de 25cm à 10cm avec un pas de 5cm.

La cheminée a la forme d'un tronc de cône extérieurement et un cylindre intérieurement, sa hauteur est de 8,75m par rapport à la base de la cuve.

La coupole a la forme d'une calotte sphérique, avec une épaisseur de 10cm.

b. les planchers :

Tous les planchers sont réalisés en dalle pleine de 12 cm d'épaisseur, le plancher terrasse est accessible et comporte un système complexe d'étanchéité et une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les planchers assurent principalement deux fonctions : une fonction de résistance (supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure), une fonction d'isolation (ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages).

c. Les escaliers :

La structure comporte trois types d'escalier qui présente tous la même hauteur de marche de 17 cm et un giron de 25cm :

- Escalier à quatre volées avec deux paliers de repos pour le RDC,
- Escalier à deux volées et un palier de repos pour les étages 1 à 6,
- Escalier à une volée et sans palier de repos pour le dernier étage.

d. La cage d'ascenseur :

La cage d'ascenseur permet de se déplacer verticalement jusqu'au 7^{ème} étage, elle est constituée de voiles de 10cm d'épaisseur, la surface de sa cabine est de 1,2 m² qui permet de transporter 2 à 3 personnes.

e. Le noyau central :

De forme cylindrique, il est réalisé en béton armé avec une épaisseur de 15cm, le noyau comporte des ouvertures qui donnent accès aux différents niveaux.

f. Les Voiles :

- Pour le RDC, on a des voiles de 2m de longueur, 25cm d'épaisseur et 4,8m de hauteur.
- Pour l'étage courant les voiles ont une longueur de 2m, une épaisseur de 15 cm et 2,87m de hauteur.
- Les voiles porteurs du réservoir ont une épaisseur de 25cm et une hauteur de 4,81m, leurs coté supérieur est sous forme d'un arc et présente une double inclinaison par rapport à l'axe Z de la structure pour épouser la forme du réservoir et pouvoir transmettre correctement les charges et surcharges.

g. Les poutres :

Les poutres présentent une grande rigidité et de dimension relativement importante

- RDC : $b=25\text{cm}$ et $h=80\text{cm}$
- EC : $b=15\text{cm}$ et $h=60\text{cm}$

h. Le chainage :

Il est assuré par des poutres de chainage $(20*40)\text{ cm}^2$ et des poteaux de $(20*20)$ pour les coins et $(15*20)\text{ cm}^2$ pour ceux du milieu.

i. La maçonnerie :

- Les façades ne comportes pas de brique extérieurement mais utilise largement le verre, le plastique et l'aluminium.
- Pour les murs intérieurs on distingue deux types, le premier comporte une cloison en brique creuse, le second type comporte deux cloisons en brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm.

j. Les revêtements :

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les murs de la cuisine et de la salle de bain.
- Mortier de ciment pour les murs de façade type 2 (figure III.9) extérieurement et enduit plâtre intérieurement, pour le type 1(figure III.8) enduit plâtre intérieurement et tôle double ondulation en aluminium.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures.

k. Les plans :

Les plans récupérés au niveau des archives de la direction générale de l'hydraulique d'Alger dates de 1958, dont certain n'ont pas pus être récupérés notamment les notes de calcul et les plans de coffrages.

1. Plan de façade :

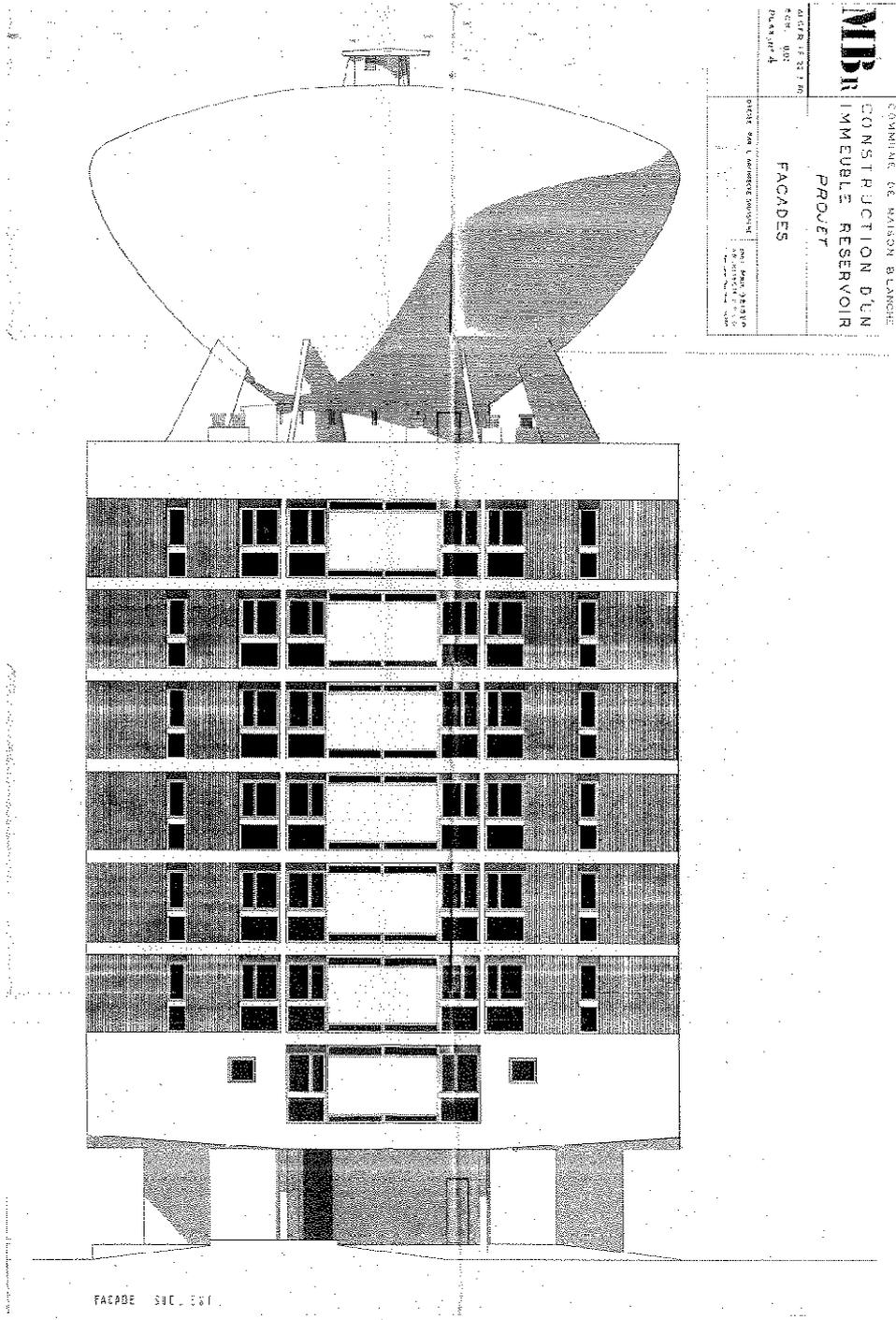


Figure I.5 : Plan de la façade sud-est

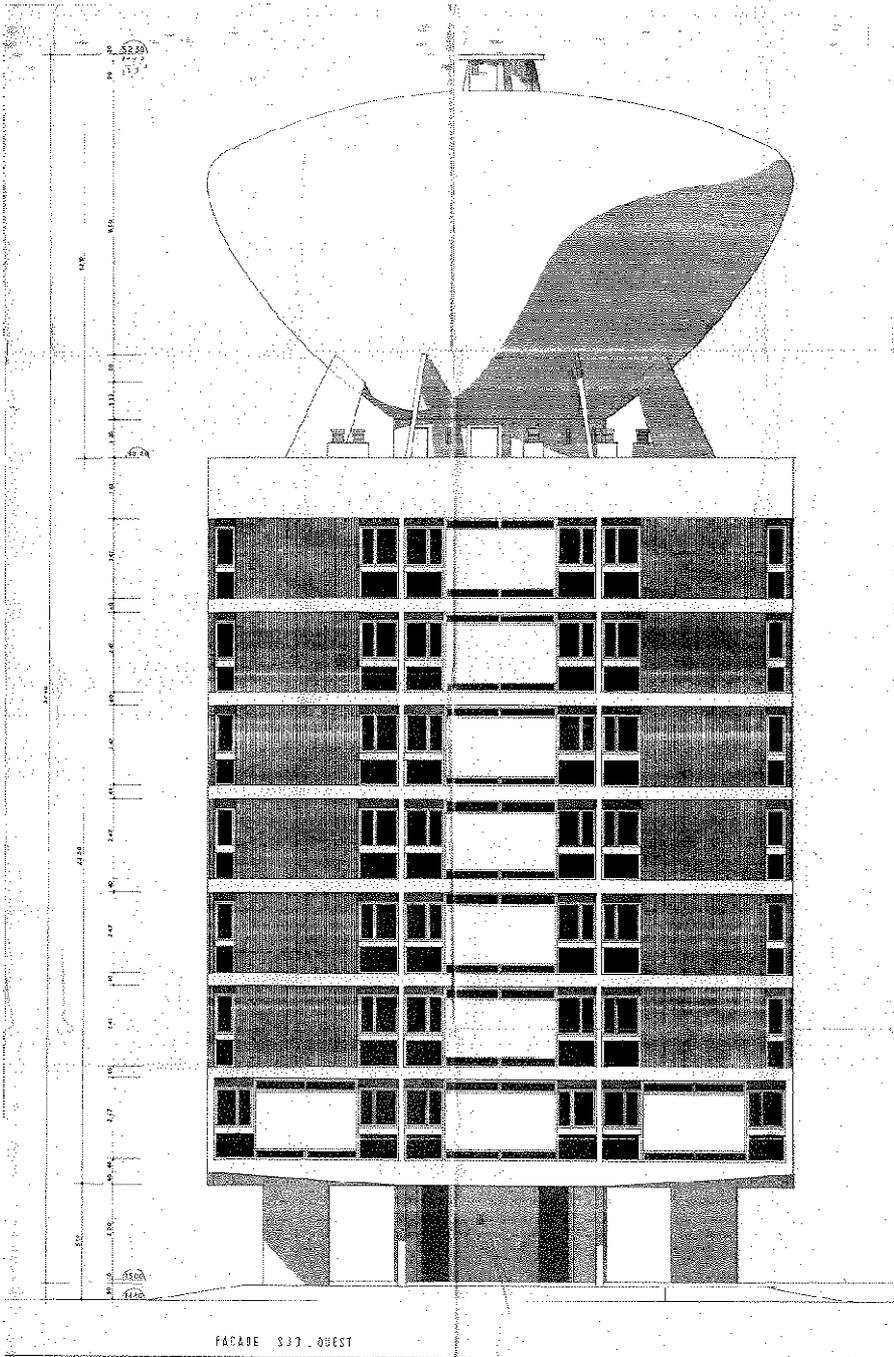


Figure I.6 : Plan de la façade sud-ouest

2. Plan de coupe :

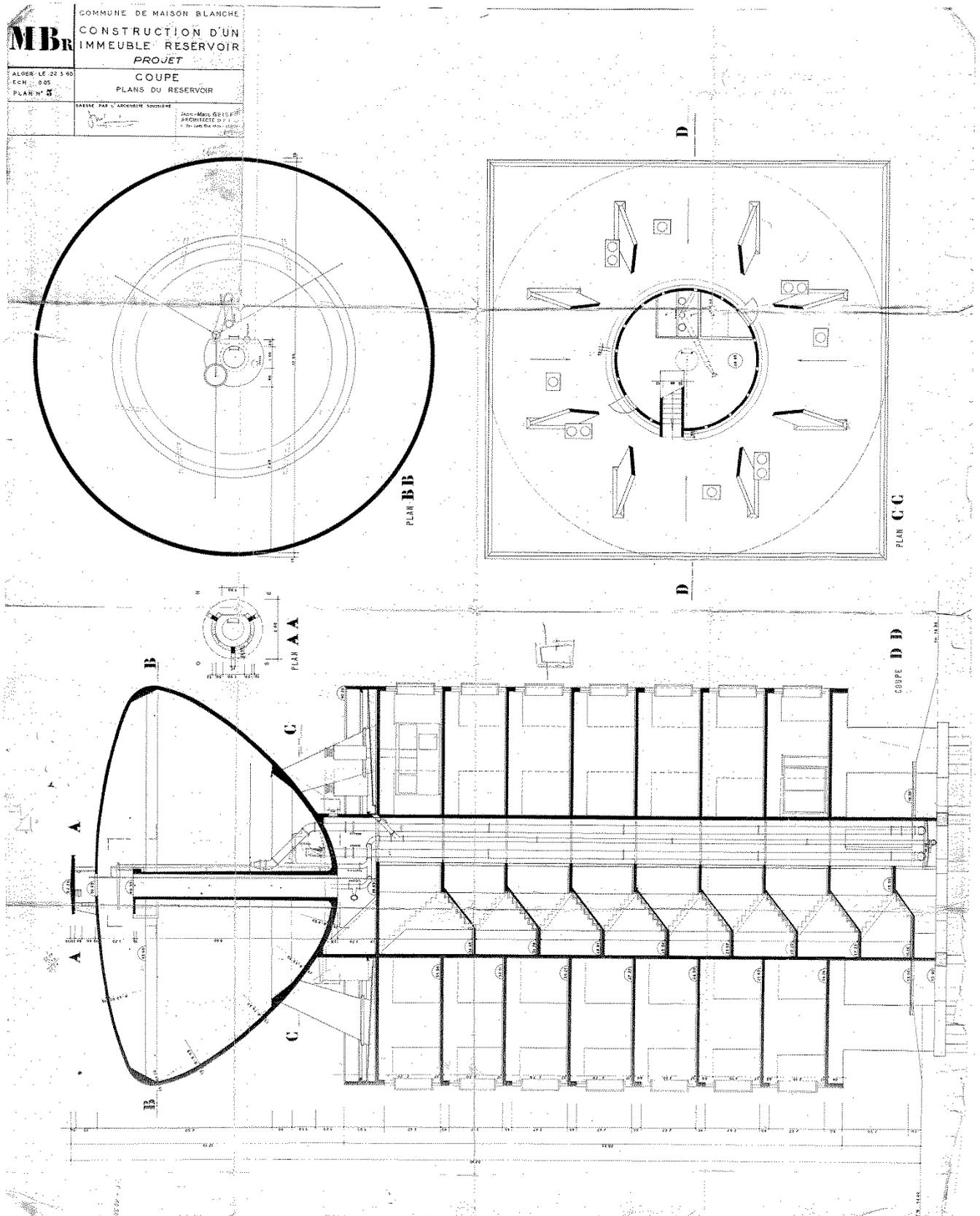


Figure I.7 : Plan de coupe
« Coupe verticale par l'axe de la tour central »

3. Plan d'étage courant :

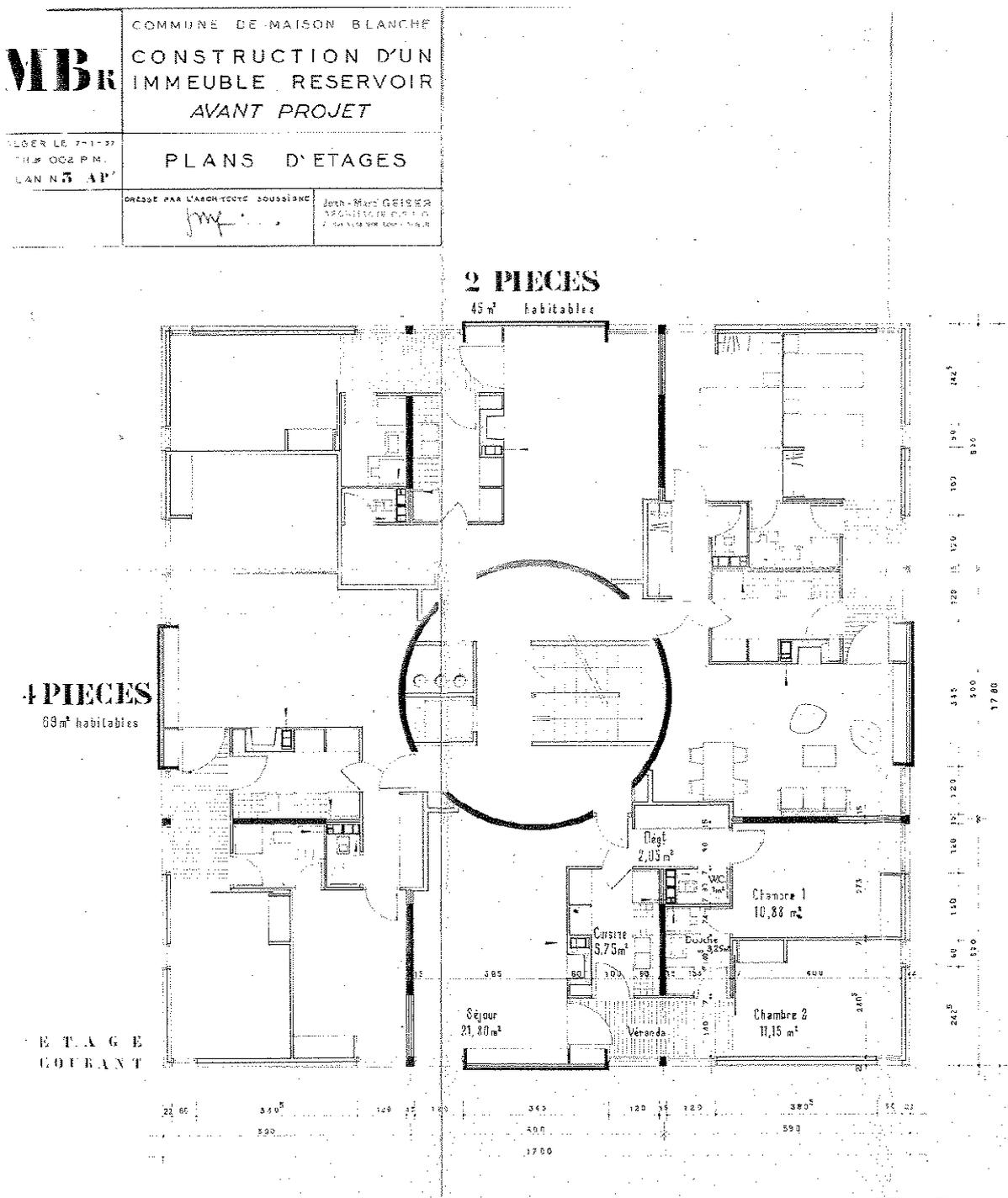


Figure I.8 : Plan de l'étage courant

« L'étage courant comporte 4 appartements de 45 m², 69 m², 57 m² et 56 m²; chaque appartement comporte deux chambre de 10,88 m² et 11,15 m², une douche, WC, une cuisine de 5,75 m² et un séjour de 21,80 m² ».

4. Plan du premier étage :

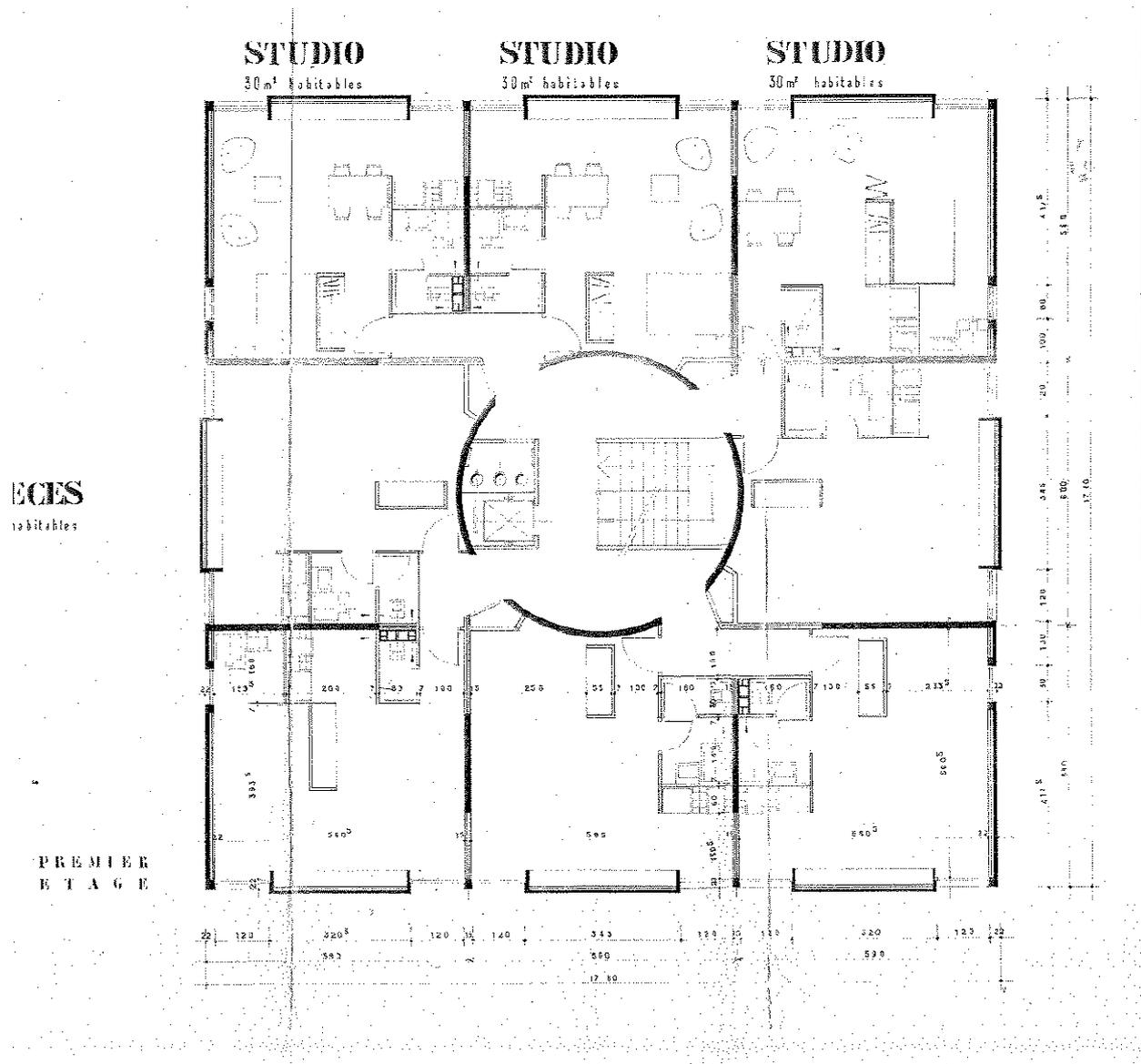


Figure I.9 : Plan du premier étage

« Le premier étage comporte 8studio de 30m² habitables »

5. Plan du REZ de CHAUSSEE (RDC):

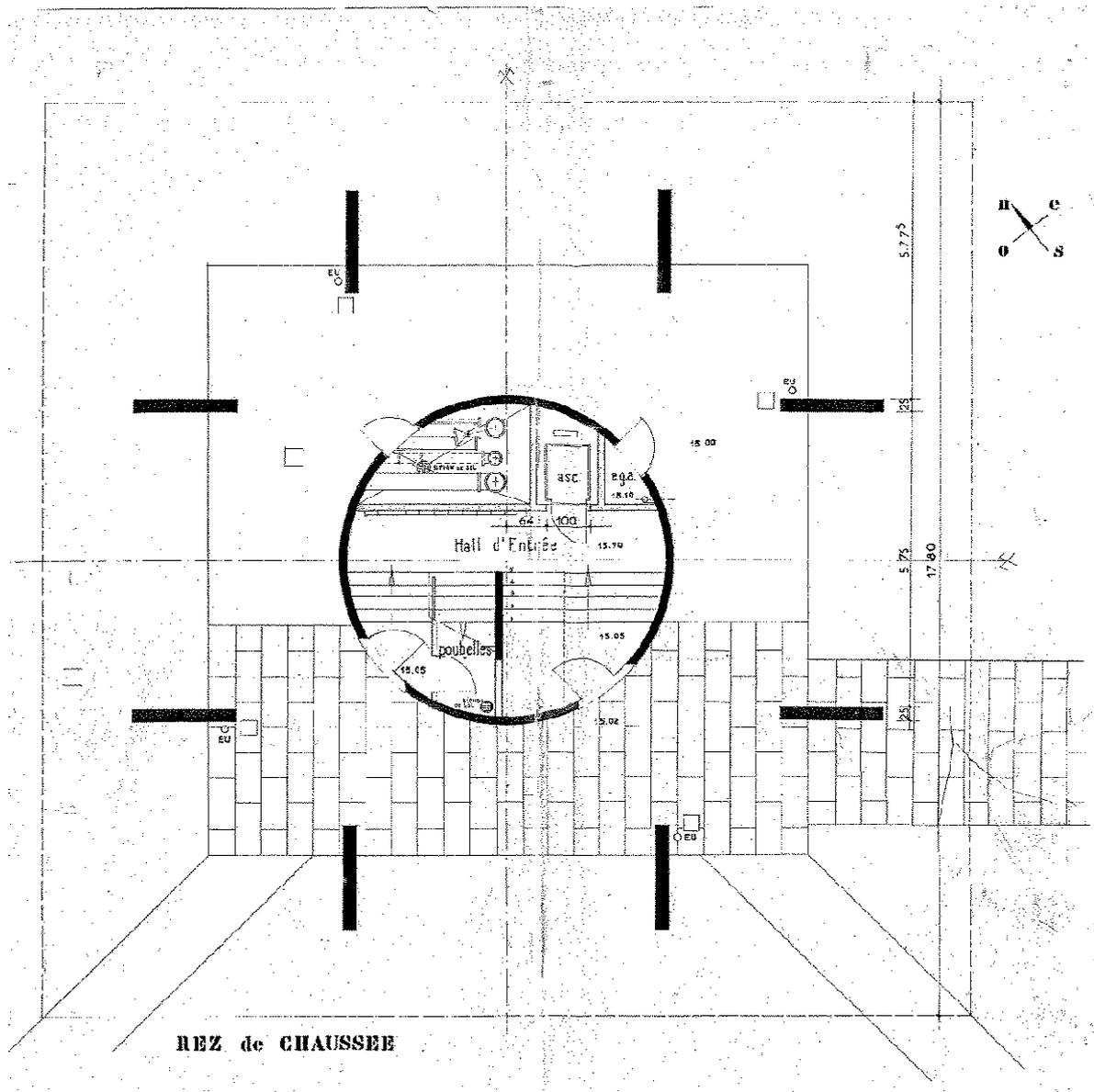


Figure I.10 : Plan du RDC
 « Le RDC est utilisé comme abri à voitures »

II.1/ Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéressera aux caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux, en utilise essentiellement la combinaison **Béton + Acier** qui doivent répondre aux exigences des réglementations en vigueur notamment le [RPA 99 version 2003] ainsi que les règles du Béton armé aux états limites [BAEL 91].

II.2/ caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux :

II.2.1/ Le béton :

Le béton est un mélange de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons) et de l'eau dite de gâchage ; il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec :

- ☞ La granulométrie
- ☞ Le dosage en ciment
- ☞ La quantité d'eau de gâchage
- ☞ L'âge du béton

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques du béton en fonction de la destination.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg / 1m^3 de classe CPA 325.
- 150 à 200L d'eau.

1. La mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles que la résistance mécanique, la compacité et la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- Une bonne vibration.
- Une granulométrie continue.
- Des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- Une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- Les faibles températures
- Les faibles épaisseurs de coulage.

Remarque :

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la

ségrégation ; c'est-à-dire l'accumulation des granulats lourds au fond du moule et la montée de l'eau en partie supérieur, ce qui nuit à sa compacité et à sa résistance.

2. La résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

✓ Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

On fixe : $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

3. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL91 Art A.2.1.12})$$

$$f_{ij} = 0,275 f_{cj}^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

D'où :

$$f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$$

4. Contrainte limites du béton :

a. Etat limites ultimes (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de capacité portante vis à vis de l'équilibre statique, de la résistance de l'un des matériaux et de la stabilité de forme.

La contrainte limite du béton à L'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad [\text{Art A.4.3.41 BAEL91}]$$

Où:

- γ_b est coefficient de sécurité $\rightarrow \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation courante.} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$
- θ est coefficient de durée d'application de la combinaison d'action considérée

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si } j > 24h \\ 0,9 & \text{Si } 1 < j < 24h \\ 0,85 & \text{Si } j < 1h \end{cases}$$

j : durée probable d'application de la combinaison considérée.

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 20}{1,5} = 11,33 \text{ MPa}$$

b. Etat limite de service :

La contrainte limite de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} \text{ [MPa] [Art A.4.5.2 BAEL91]}$$

$$\text{D'où: } \sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$$

c. Diagramme contraintes-déformations du béton :

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure ci-dessous :

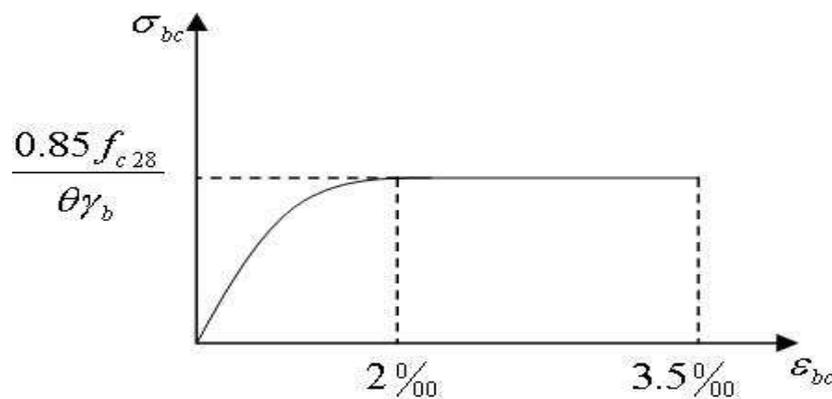


Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU

- **A l'état limite de service (ELS):**

Le béton considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure ci-dessous :

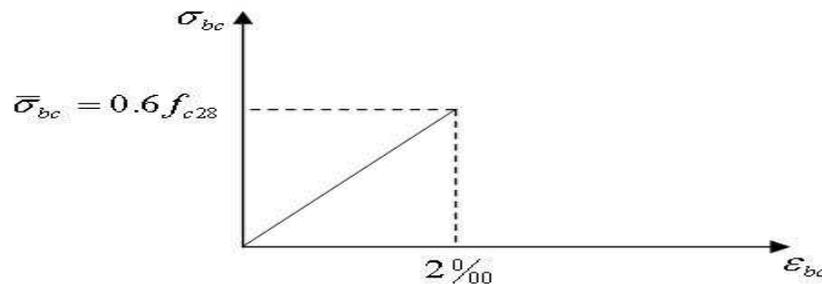


Figure II.2 : Diagramme de contrainte-déformation (à l'ELS)

d. Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d_{bc}} \quad [\text{Art A.5.1 BAEL 91}]$$

τ_u ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min (0.13 f_{28} ; 5 \text{ MPa})$: pour les fissurations peu nuisible.
- $\tau_u = \min (0.10 f_{28} ; 4 \text{ MPa})$: pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable.

e. Module de déformation longitudinale :

- **Module de déformation instantanée :** [art A.2.1.2 1 BAEL91]

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heure (chargement de courte durée), il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] ; E_{i28} = 29858,594 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égale à :

$$E_{Vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{d'où} \quad E_{V28} = 10043,345 \text{ MPa}$$

f. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté "G" et donnée par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

g. Coefficient de poisson :

C'est le rapport de déformations transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$$\nu = 0 \quad \text{à} \quad \text{l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \quad \text{à} \quad \text{l'ELS}$$

II.2.2/ Aciers :

a. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale E_s , sera pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

[art .A.2 .2, 1 BAEL91]

b. Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à **0.3**

c. Limite élastique garantie (f_e) :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

d. Diagramme contrainte – déformation :

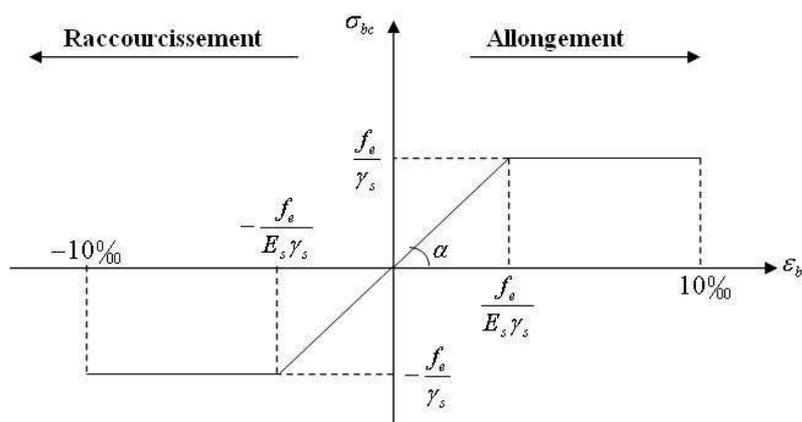


Figure II.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers

e. *Contrainte limite de l'acier :*

- *Etat limite ultime (ELU) :*

La contrainte limite de la déformation de l'acier est donnée par [art A .4.3.2 BAEL91]

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Avec γ_s : coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ en situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$$

Les valeurs obtenues pour notre cas sont :

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa pour les HA 400}$$

- *Etat limite de service (ELS) :*

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

- ✓ *Fissuration peu nuisible : [art 4.5.3.2 BAEL]*

Dans ce cas, aucune vérification n'est nécessaire à l'ELS.

- ✓ *Fissuration préjudiciable : [art 4.5.3.2 BAEL91]*

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad [\text{MPa}]$$

Avec : η coefficient de fissuration égale à :

$$\begin{cases} 1.6 \text{ pour les HA si } \Phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1.3 \text{ pour les HA si } \Phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Les valeurs obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 186,68 \} \text{ MPa pour les HA 400 } \Phi \geq 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 168,3 \} \text{ MPa pour les HA 400 } \Phi < 6 \text{ mm}$$

✓ **Fissuration très préjudiciables : [art A .4 .5.3.4 BAEL91]**

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 * \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \text{ MPa}$$

Les valeurs obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 * \min \{ 266,66 ; \max (200 ; 186,68) \} \text{ MPa pour les HA 400}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 160 \text{ MPa}$$

f. Protection des armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage C des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 3cm** et on peut le ramener à 2cm (si la résistance caractéristique supérieure à 40MPa)

III.1/ Introduction :

Le contreventement d'une construction est constitué par l'ensemble des éléments structuraux qui assurent la stabilité du bâtiment vis-à-vis des actions horizontales telles que le vent, les séismes et la poussée des terres.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique.

Dans ce qui suit nous allons rechercher le système de contreventement de notre structure.

Nous allons en premier lieu rechercher la position du centre de masse de la structure ainsi que son centre de torsion pour pouvoir ensuite calculer l'excentricité.

III.2/ Calcul du centre de masse :

Le centre de masse noté G est défini comme étant le barycentre des masses des éléments de la structure, c'est aussi le point où s'exerce les forces sismiques ; sa position par rapport à un système d'axe (OXY) choisi arbitrairement est donnée par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

m_i : masse de l'élément considéré ;

$X_i Y_i$: Coordonnées du centre de gravité de l'élément par rapport au système d'axe (OXY).

III.2.1/ Centre de masse des voiles :**a. Voiles RDC :**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

voiles	m_i (kN)	x_i (m)	y_i (m)	m_i*x_i	m_i*y_i
VL 1	60	2,69	5,9	161,4	354
VL2	60	15,11	5,9	906,6	354
VL3	60	2,69	11,9	161,4	714
VL4	60	15,11	11,9	906,6	714
VL5	28,8	7,8	8,735	224,64	251,568
VL6	14,82	10,8309	10,685	160,513938	158,3517
VL7	21,9	11,084	9,395	242,7396	205,7505
VL8	19,728	10,858	7,52	214,206624	148,35456
VT1	60	5,9	2,69	354	161,4
VT2	60	11,9	2,69	714	161,4
VT3	60	5,9	15,11	354	906,6
VT4	60	11,9	15,11	714	906,6
VT5	40,932	10,19	8,6877	417,09708	355,6049364
Total	606,18			5531,197242	5391,629696

Tableau III.1 : centre de masse des voiles RDC

En aura alors :

$$\begin{cases} X_G (\text{v RDC}) = 9,12468 \text{ m} \\ Y_G (\text{v RDC}) = 8,8944 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

- Pour les voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VT1, VT2, VT3 et VT4 en à :

$$\begin{aligned} e_p &= 0,25 \text{ m}, L = 2 \text{ m}, H = 4,8 \text{ m} \\ m &= \rho * v = 25 * 2 * 0,25 * 4,8 = 60 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Pour le voile VL5 en à :

$$\begin{aligned} e_p &= 0,15 \text{ m}, L = 1,6 \text{ m}, H = 4,8 \text{ m} \\ m &= \rho * v = 25 * 1,6 * 0,15 * 4,8 = 28,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Pour le voile VL6 en à :

$$\begin{aligned} S &= 0,1235 \text{ m}^2 \\ H &= 4,8 \text{ m} \\ m &= \rho * v = 25 * 0,1235 * 4,8 = 14,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Pour le voile VL7 en à :

$$m = \rho * v = 25 * 0,1825 * 4,8 = 21,9 \text{ kN}$$

- Pour le voile VL8 en à :

$$m = \rho * v = 25 * 0,1644 * 4,8 = 19,728 \text{ kN}$$

- Pour le voile VT5 en à :

$$m = \rho * v = 25 * (3,28 * 4,8 - 2,1 * 1) * 0,12 = 40,932 \text{ kN}$$

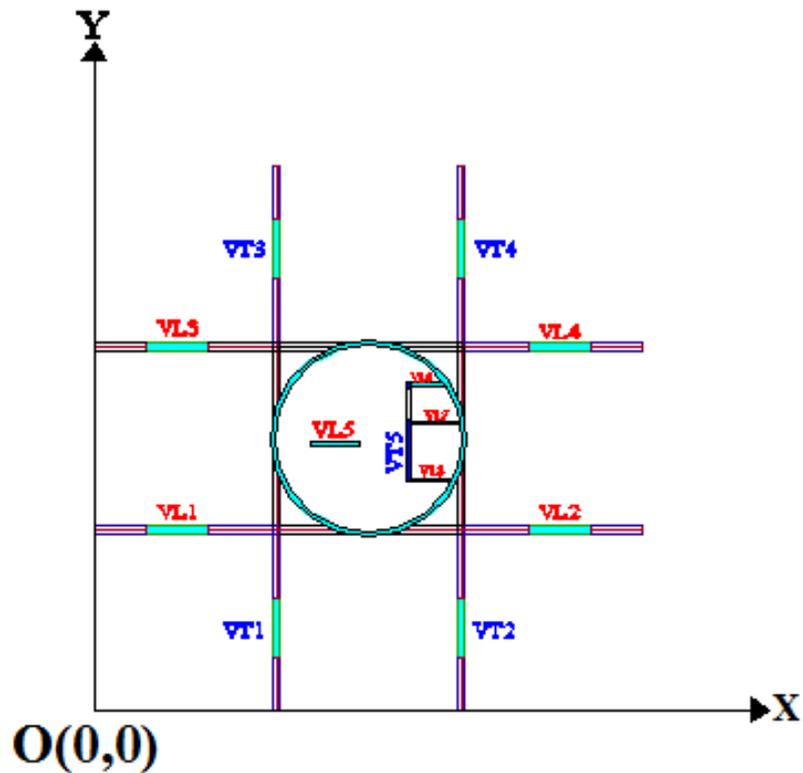


Figure III.1 : disposition des voiles

b. Voiles de l'étage courant :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

voiles	mi (kN)	xi(m)	yi(m)	mi*xi	mi*yi
VL 1	21,525	2,69	5,9	57,90225	126,9975
VL2	21,525	15,11	5,9	325,24275	126,9975
VL3	21,525	2,69	11,9	57,90225	256,1475
VL4	21,525	15,11	11,9	325,24275	256,1475
VL5	28,8	7,8	8,735	224,64	251,568
VL6	14,82	10,8309	10,685	160,513938	158,3517
VL7	21,9	11,084	9,395	242,7396	205,7505
VL8	19,728	10,858	7,52	214,206624	148,35456
VT1	21,525	5,9	2,69	126,9975	57,90225
VT2	21,525	11,9	2,69	256,1475	57,90225
VT3	21,525	5,9	15,11	126,9975	325,24275
VT4	21,525	11,9	15,11	256,1475	325,24275
VT5	40,932	10,19	8,6877	417,09708	355,6049364
Total	298,38			2791,777242	2652,209696

Tableau III.2 : centre de masse des voiles EC

En aura également : $\left\{ \begin{array}{l} X_{G(vEC)} = 9,35645 \text{ m} \\ Y_{G(vEC)} = 8,8887 \text{ m} \end{array} \right.$

Avec cette fois ci :

- Pour les voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VT1, VT2, VT3 et VT4 en à :

$ep = 0,15 \text{ m}$, $L = 2 \text{ m}$, $H = 2,87 \text{ m}$

$m = \rho * v = 25 * 2 * 0,15 * 2,87 = 21,525 \text{ kN}$

- Pour les autres voiles nous avons les mêmes caractéristiques que ceux du RDC

III.2.2/ Centre de masse des poutres :

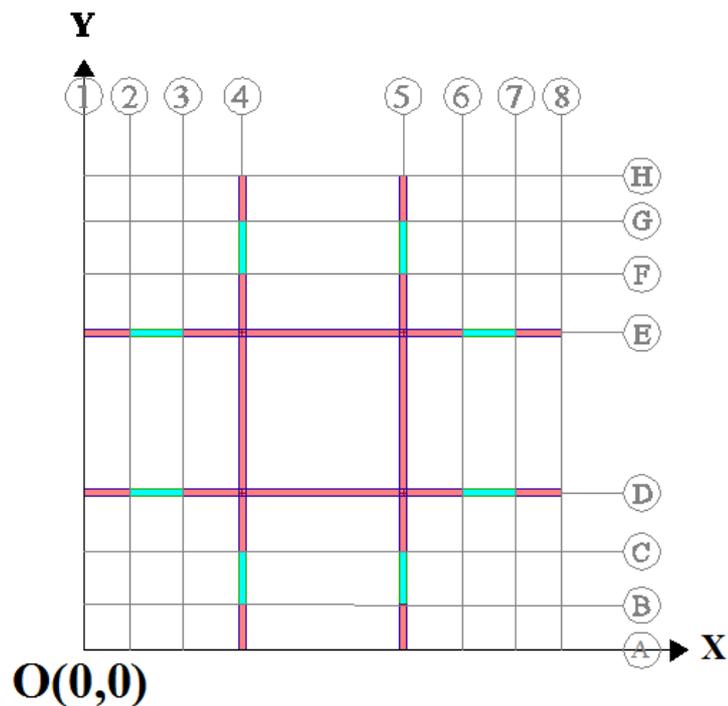


Figure III.2 : disposition des poutres

Caractéristique géométrique des poutres :

RDC:	$h = 0,8 \text{ m}$;	EC:	$h = 0,6 \text{ m}$
	$b = 0,25 \text{ m}$			$b = 0,15 \text{ m}$
	$S = 0,2 \text{ m}^2$			$S = 0,09 \text{ m}^2$

a. Poutre RDC :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Element	Li (m)	Si (m²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
p (1-2) D	1,69	0,2	8,45	0,845	5,9	7,14025	49,855
p (3-4) D	2,21	0,2	11,05	4,795	5,9	52,98475	65,195
p (4-5) D	6,00	0,2	30	8,9	5,9	267,000	177,000
p (5-6) D	2,21	0,2	11,05	13,005	5,9	143,70525	65,195
p (7-8) D	1,69	0,2	8,45	16,955	5,9	143,26975	49,855
p (1-2) E	1,69	0,2	8,45	0,845	11,9	7,14025	100,555
p (3-4) E	2,21	0,2	11,05	4,795	11,9	52,98475	131,495
p (4-5) E	6,00	0,2	30	8,9	11,9	267,000	357,000
p (5-6) E	2,21	0,2	11,05	13,005	11,9	143,70525	131,495
p (7-8) E	1,69	0,2	8,45	16,955	11,9	143,26975	100,555
<hr/>							
p (A-B) 4	1,69	0,2	8,45	5,9	0,845	49,855	7,14025
p (A-B) 5	1,69	0,2	8,45	11,9	0,845	100,555	7,14025
p (C-D) 4	2,21	0,2	11,05	5,9	4,795	65,195	52,98475
p (C-D) 5	2,21	0,2	11,05	11,9	4,795	131,495	52,98475
p (D-E) 4	6,00	0,2	30	5,9	8,9	177,000	267,000
p (D-E) 5	6,00	0,2	30	11,9	8,9	357,000	267,000
p (E-F) 4	2,21	0,2	11,05	5,9	13,005	65,195	143,70525
p (E-F) 5	2,21	0,2	11,05	11,9	13,005	131,495	143,70525
p (G-H) 4	1,69	0,2	8,45	5,9	16,955	49,855	143,26975
p (G-H) 5	1,69	0,2	8,45	11,9	16,955	100,555	143,26975
			$\sum mi=276$			$\sum mi*xi=2456,4$	$\sum mi*yi=2456,4$

Tableau III.3 : centre de masse des poutres RDC

En aura alors :

$$\begin{cases} X_G (\text{Ptr RDC}) = 8,9 \text{ m} \\ Y_G (\text{Ptr RDC}) = 8,9 \text{ m} \end{cases}$$

b. Poutre EC :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Element	Li (m)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
p (1-2) D	1,69	0,09	3,8025	0,845	5,9	3,2131125	22,43475
p (3-4) D	2,21	0,09	4,9725	4,795	5,9	23,8431375	29,33775
p (4-5) D	6,00	0,09	13,5	8,9	5,9	120,15	79,65
p (5-6) D	2,21	0,09	4,9725	13,005	5,9	64,6673625	29,33775
p (7-8) D	1,69	0,09	3,8025	16,955	5,9	64,4713875	22,43475
p (1-2) E	1,69	0,09	3,8025	0,845	11,9	3,2131125	45,24975
p (3-4) E	2,21	0,09	4,9725	4,795	11,9	23,8431375	59,17275
p (4-5) E	6,00	0,09	13,5	8,9	11,9	120,15	160,65
p (5-6) E	2,21	0,09	4,9725	13,005	11,9	64,6673625	59,17275
p (7-8) E	1,69	0,09	3,8025	16,955	11,9	64,4713875	45,24975
<hr/>							
p (A-B) 4	1,69	0,09	3,8025	5,9	0,845	22,43475	3,2131125
p (A-B) 5	1,69	0,09	3,8025	11,9	0,845	45,24975	3,2131125
p (C-D) 4	2,21	0,09	4,9725	5,9	4,795	29,33775	23,8431375
p (C-D) 5	2,21	0,09	4,9725	11,9	4,795	59,17275	23,8431375
p (D-E) 4	6,00	0,09	13,5	5,9	8,9	79,65	120,15
p (D-E) 5	6,00	0,09	13,5	11,9	8,9	160,65	120,15
p (E-F) 4	2,21	0,09	4,9725	5,9	13,005	29,33775	64,6673625
p (E-F) 5	2,21	0,09	4,9725	11,9	13,005	59,17275	64,6673625
p (G-H) 4	1,69	0,09	3,8025	5,9	16,955	22,43475	64,4713875
p (G-H) 5	1,69	0,09	3,8025	11,9	16,955	45,24975	64,4713875
			$\sum mi=124,2$			$\sum mi*xi=1105,38$	$\sum mi*yi=1105,38$

Tableau III.4 : centre de masse des poutres EC

En aura :

$$\begin{cases} X_G (\text{Ptr EC}) = 8,9 \text{ m} \\ Y_G (\text{Ptr EC}) = 8,9 \text{ m} \end{cases}$$

III.2.3/ Centre de masse des plancher :

Pour rechercher le centre de masse des plancher en doit en premier lieu calculer les charges et surcharges lui revenant.

a. Plancher terrasse (dalle pleine) :

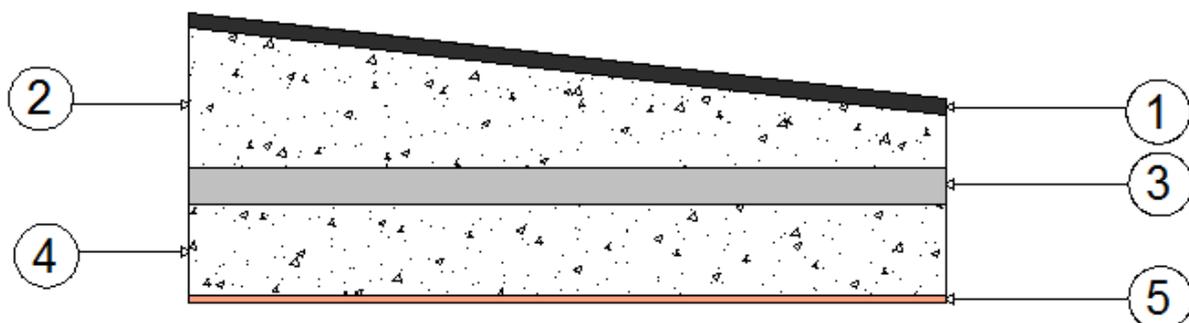


Figure III.3 : coupe verticale du plancher terrasse

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
2	forme de pente en beton armé	0,21	25	5,25
3	isolation thermique	0,05	4	0,20
4	plancher en dalle pleine	0,12	25	3,00
5	enduit en ciment	0,01	20	0,20
			G total (kN/m ²)	8,77

Tableau III.5 : charge revenant au plancher terrasse

Charge revenant au plancher terrasse : $G = 8,77 \text{ kN/m}^2$
 $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (terrasse accessible).

$G + Q = 10,27 \text{ kN/m}^2$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Element	Ai (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
D1	34,81	357,4987	14,85	14,85	5308,855695	5308,855695
D2	35,4	363,558	8,9	14,85	3235,6662	5398,8363
D3	34,81	357,4987	2,95	14,85	1054,621165	5308,855695
D4	35,4	363,558	14,85	8,9	5398,8363	3235,6662
D5	22,811	234,26897	8,962	8,8965	2099,518509	2084,173892
D6	35,4	363,558	2,95	8,9	1072,4961	3235,6662
D7	34,81	357,4987	14,85	2,95	5308,855695	1054,621165
D8	35,4	363,558	8,9	2,95	3235,6662	1072,4961
D9	34,81	357,4987	2,95	2,95	1054,621165	1054,621165
Total		3118,49577			27769,13703	27753,79241

Tableau III.6 : centre de masse du plancher terrasse

En aura donc les coordonnées du centre de masse du plancher terrasse comme suite :

$$X_G (PT) = 8,9047 \text{ m}$$

$$Y_G (PT) = 8,8997 \text{ m}$$

b. Plancher EC (dalle pleine) :

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	carrelage	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,03	20	0,60
3	dalle pleine	0,12	25	3,00
4	enduit plâtre	0,02	10	0,20
5	cloison en brique creuse	0,10	9,0	0,90
			G total (kN/m ²)	5,14

Tableau III.7 : charge revenant au plancher EC

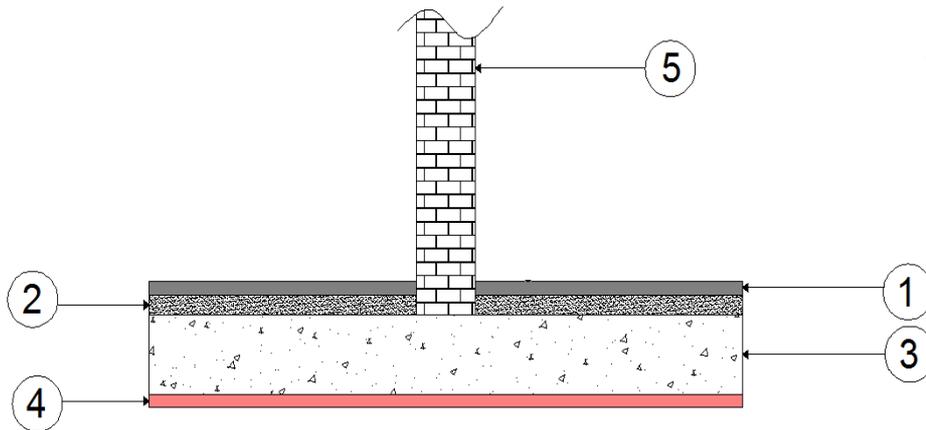


Figure III.4 : coupe verticale du plancher EC

Charge revenant au plancher EC : $G = 5,14 \text{ kN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ (terrasse accessible).

$G + Q = 6,64 \text{ kN/m}^2$

Les résultats sont donnés ci-dessous :

Element	Ai (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi
D1	34,81	231,1384	14,85	14,85	3432,40524	3432,40524
D2	35,4	235,056	8,9	14,85	2091,9984	3490,5816
D3	34,81	231,1384	2,95	14,85	681,85828	3432,40524
D4	35,4	235,056	14,85	8,9	3490,5816	2091,9984
D5	22,811	151,46504	8,962	8,897	1357,429688	1347,508728
D6	35,4	235,056	2,95	8,9	693,4152	2091,9984
D7	34,81	231,1384	14,85	2,95	3432,40524	681,85828
D8	35,4	235,056	8,9	2,95	2091,9984	693,4152
D9	34,81	231,1384	2,95	2,95	681,85828	681,85828
Total		2016,24264			17953,95033	17944,02937

Tableau III.8 : centre de masse au plancher EC

En aura donc les coordonnées du centre de masse du plancher Etage Courant comme suite :

$$X_G \text{ (PEC)} = 8,9047 \text{ m}$$

$$Y_G \text{ (PEC)} = 8,8997 \text{ m}$$

Finalement le centre de masse des deux planchers terrasse et étage courant sont confondus et de coordonnées G (8,9047; 8,8997)

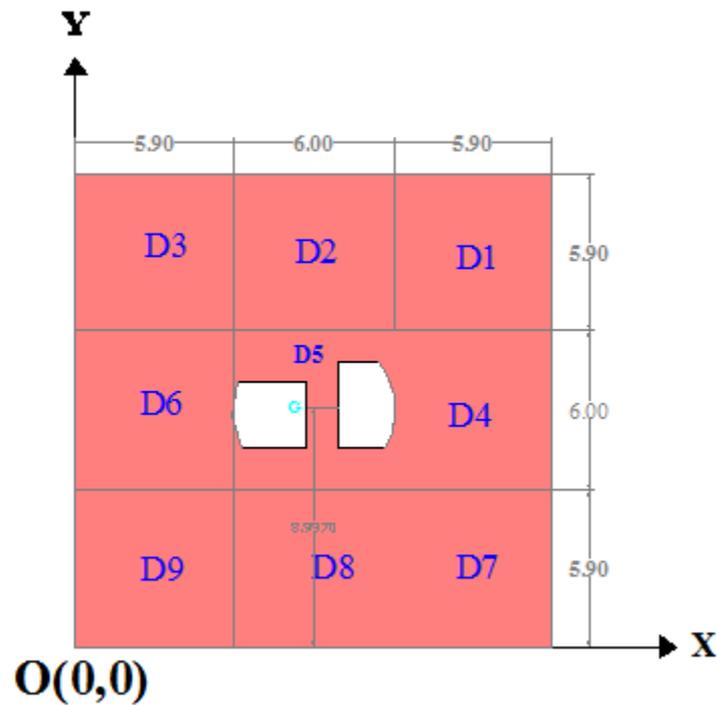


Figure III.5 : position du centre de masse des plancher

III.2.4/ Centre de masse de l'acrotère :

Même principe que précédemment en doit calculer tout d'abord les charges revenant à l'acrotère.

$S = 0,2249 \text{ m}^2$

$G = 25 * 0,2249 * 1 = 5,6225 \text{ kN/ml}$

$Q = 1 * 1 = 1 \text{ kN/ml}$

$G + Q = 6,6225 \text{ kN/ml}$

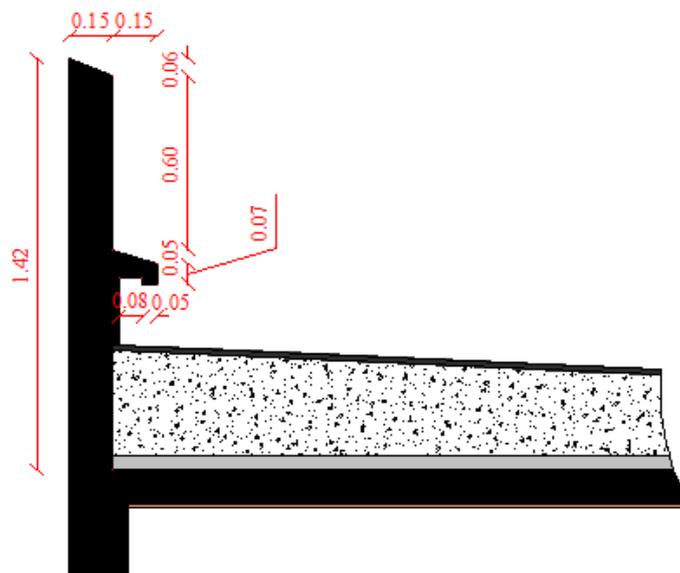


Figure III.6 : caractéristiques géométriques de l'acrotère

Element	Li (m)	mi (kN)	xi (m)	yi (m)	mi*xi	mi*yi
Acr 1	17,65	116,887125	8,9	0,075	1040,295413	8,766534375
Acr 2	17,65	116,887125	8,9	17,725	1040,295413	2071,824291
Acr 3	17,65	116,887125	0,075	8,9	8,766534375	1040,295413
Acr 4	17,65	116,887125	17,725	8,9	2071,824291	1040,295413
Total		467,5485			4161,18165	4161,18165

Tableau III.9 : centre de masse de l'acrotère

En aura donc :

$$X_G (ACRO) = 8,9 \text{ m}$$

$$Y_G (ACRO) = 8,9 \text{ m}$$

III.2.5/ Centre de masse des escaliers :

Caractéristiques géométriques des escaliers :

- L'escalier du RDC comporte quatre (04) volées avec deux (02) paliers de repos.
- L'escalier de l'EC comporte deux (02) volées et un (01) palier de repos.
- L'escalier du dernier étage qui donne accès à la terrasse comporte une volée et pas de palier de repos.

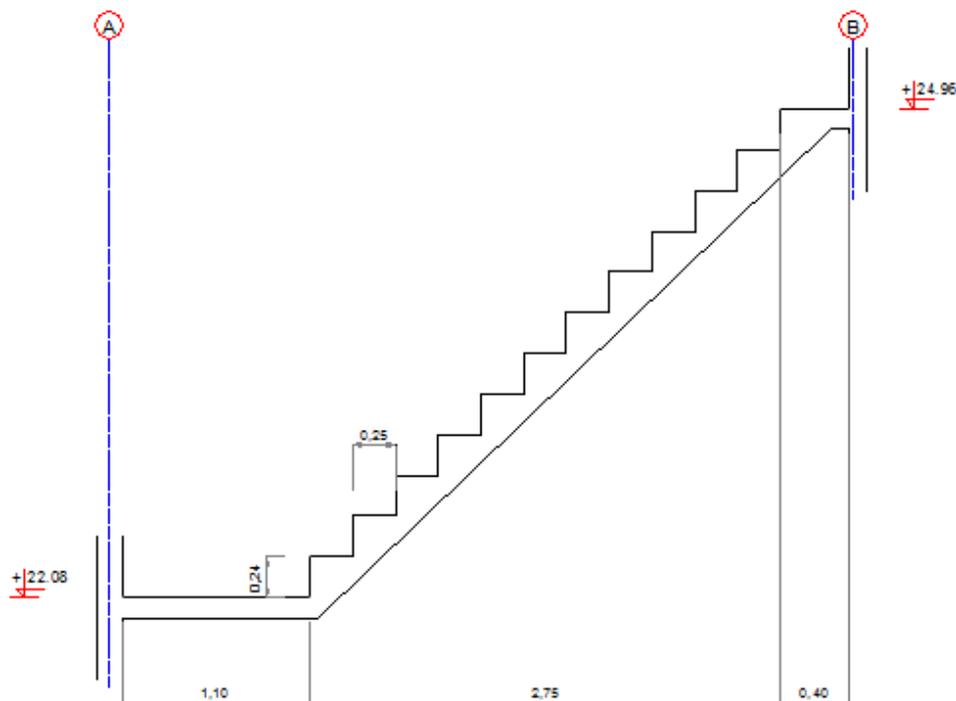


Figure III.7.a : Coupe verticale de l'escalier du dernier niveau

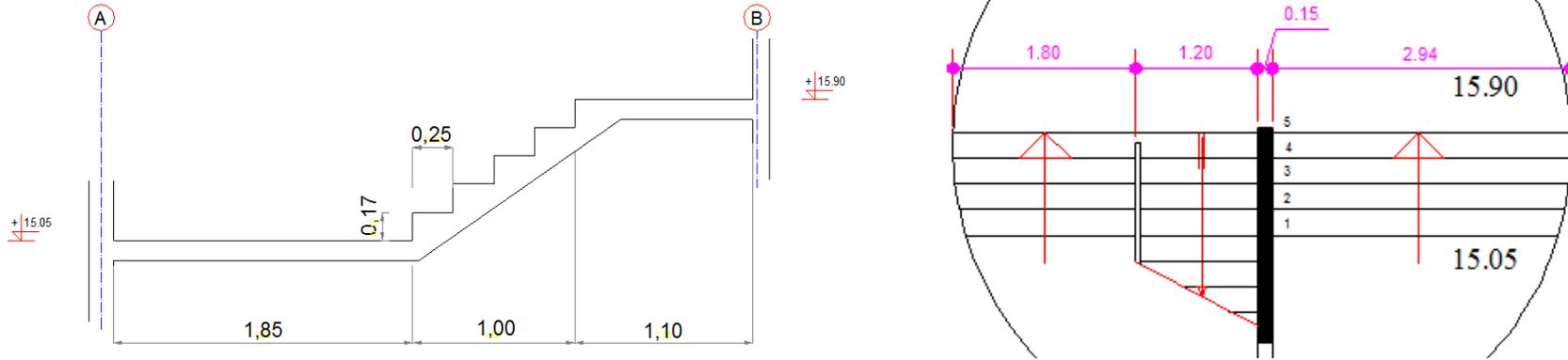


Figure III.7.b : caractéristiques géométriques des escaliers du RDC

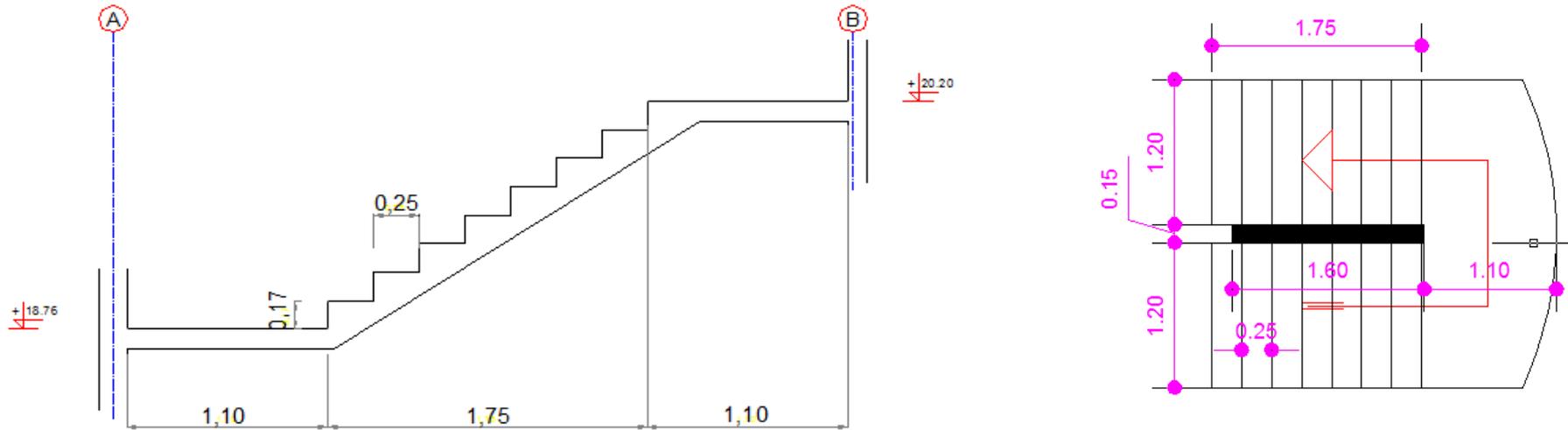


Figure III.7.c : caractéristiques géométriques des escaliers de l'EC

Niveau	Elements	Li (m)	b (m)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*Yi	xgi (m)	ygi (m)
VIII (etage 7)	volée	2,75	1,20	3,300	30,24	7,225	9,725	218,5165125	294,128	7,225	9,725
	somme				30,24			218,5165125	294,128		
VII	volée 1	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172	7,317047632	8,948495498
	volée 2	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				58,24			426,1463175	521,162		
VI	volée 1	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172	7,317047632	8,948495498
	volée 2	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				58,24			426,1463175	521,162		
V	volée 1	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172	7,317047632	8,948495498
	volée 2	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				58,24			426,1463175	521,162		
IV	volée 1	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172	7,317047632	8,948495498
	volée 2	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				58,24			426,1463175	521,162		
III	volée 1	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172	7,317047632	8,948495498
	volée 2	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				58,24			426,1463175	521,162		
II	volée 1	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172	7,317047632	8,948495498
	volée 2	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				58,24			426,1463175	521,162		
I (RDC)	volée 1	1,25	3,10	3,875	35,51	7,875	7,4	279,6757031	262,806	8,093759258	8,835009262
	volée 2	1,25	1,60	2,000	18,33	7,875	11,1	144,34875	203,463		
	volée 3	1,75	1,20	2,100	19,25	7,7	9,725	148,19805	187,172		
	volée 4	1,75	1,20	2,100	19,25	7,875	8,35	151,5661875	160,708		
	palier 1	1,00	6,20	6,200	43,65	9,4	8,9	410,2912	388,467		
	palier 2	1,10	2,55	2,805	19,75	6,4	8,775	126,38208	173,282		
	somme				155,73			1260,461971	1375,899		
Total					535,42			4035,856388	4797,000	7,537763608	8,959349604

En aura donc :

$$X_G (\text{Escalier}) = 7,54 \text{ m}$$

$$Y_G (\text{Escalier}) = 8,96 \text{ m}$$

III.2.6/ Centre de masse des murs :

- Etage 01 :
 - a. Murs extérieurs :
 - Charges et surcharges revenant aux murs extérieurs :
 - Type 1 :

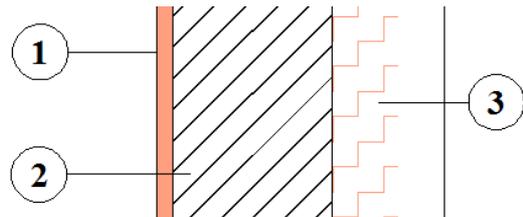


Figure III.8 : coupe du mur de façade type 1

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	enduit plâtre	0,01	10	0,10
2	cloison en brique creuse	0,10	9,0	0,90
3	tôle en alu double endulation	0,035	—	0,03
somme			G total (kN/m ²)	1,03

Tableau III.11 : charge revenant aux murs extérieurs type 1 premier étage

- Type 2 :



Figure III.9 : coupe du mur de façade type 2

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	enduit de ciment	0,01	20,00	0,20
2	cloison en brique creuse	0,05	9,0	0,45
3	enduit plâtre	0,01	10	0,10
somme			G total (kN/m ²)	0,75

Tableau III.12 : charge revenant aux murs extérieurs type 2 ; premier étage

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

centre de masse des murs extérieur de l'étage 1 dans le sens transversal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	4,18	1,03	11,9966	12,356498	0,05	2,09	0,6178249	25,82508082	8,9	8,901
2	2,87	1	1,03	2,87	2,9561	0,05	5,48	0,147805	16,199428		
3	2,87	1	1,03	2,87	2,9561	0,05	12,33	0,147805	36,448713		
4	2,87	4,18	1,03	11,9966	12,356498	0,05	2,09	0,6178249	25,82508082		
5	2,87	4,18	1,03	11,9966	12,356498	17,75	15,71	219,3278395	194,1205836		
6	2,87	1	1,03	2,87	2,9561	17,75	5,48	52,470775	16,199428		
7	2,87	1	1,03	2,87	2,9561	17,75	12,33	52,470775	36,448713		
8	2,87	4,18	1,03	11,9966	12,356498	17,75	15,71	219,3278395	194,1205836		
somme					61,250392			545,1284888	545,1876108		

Tableau III.13 : centre de masse des murs extérieur ; étage 1 ; type 1

centre de masse des murs extérieur de l'etage 1 dans le sens transversal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	-0,08	8,9	-0,3519	39,148875	8,91	8,9023256
2	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	17,9	8,9	78,737625	39,148875		
3	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	1,46	0,18	0,93075	0,11475		
4	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	4,61	0,18	2,938875	0,11475		
5	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	7,21	0,18	4,596375	0,11475		
6	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	10,61	0,18	6,763875	0,11475		
7	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	13,21	0,18	8,421375	0,11475		
8	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	16,36	0,18	10,4295	0,11475		
9	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	1,46	17,63	0,93075	11,239125		
10	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	4,61	17,63	2,938875	11,239125		
11	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	7,21	17,63	4,596375	11,239125		
12	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	10,61	17,63	6,763875	11,239125		
13	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	13,21	17,63	8,421375	11,239125		
14	1,7	0,5	0,75	0,85	0,6375	16,36	17,63	10,4295	11,239125		
somme					16,4475			146,547225	146,421		

Tableau III.14

centre de masse des murs extérieur de l'etage 1 dans le sens longitudinal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	1,7	3,2	0,75	5,44	4,08	3,03	-0,08	12,3624	-0,3264	8,9032487	8,9
2	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	8,9	-0,08	39,148875	-0,3519		
3	1,7	3,2	0,75	5,44	4,08	14,78	-0,08	60,3024	-0,3264		
4	1,7	3,2	0,75	5,44	4,08	3,03	17,88	12,3624	72,9504		
5	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	8,9	17,88	39,148875	78,64965		
6	1,7	3,2	0,75	5,44	4,08	14,78	17,88	60,3024	72,9504		
somme					25,1175			223,62735	223,54575		

Tableau III.15

Finalement les coordonnées du centre de gravités des murs extérieurs du premier étage :

$X_g = 8,900947057 \text{ m}$
$Y_g = 8,902393367 \text{ m}$

b. Murs intérieurs :

- Charges revenant aux murs intérieurs :
 - Type 1 :



Figure III.10 : coupe du mur intérieur type 1

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	enduit plâtre	0,01	10	0,10
2	cloison en brique creuse	0,05	9,0	0,45
3	enduit plâtre	0,01	10	0,10
somme		G total (kN/m ²)		0,65

Tableau III.16 : charge revenant aux murs intérieurs type 1 premier étage

- Type 2 :

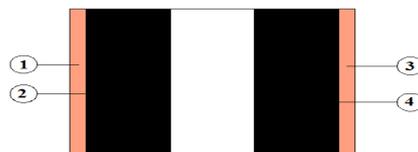


Figure III.11 : coupe du mur intérieur type 2

N°	Element	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	enduit plâtre	0,01	10	0,10
2	cloison en brique creuse	0,05	9,0	0,45
3	lame d'air	0,05	—	0,00
4	cloison en brique creuse	0,05	9,0	0,45
5	enduit plâtre	0,01	10	0,10
somme		G total (kN/m ²)		1,10

Tableau III.17 : charge revenant aux murs intérieurs type 2 ; premier étage

centre de masse des murs intérieurs de l'étage 1 dans le sens longitudinal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	1,97	0,65	5,6539	3,675035	1,99	4,14	7,31331965	15,2146449	8,9943	9,02614
2	2,87	0,94	0,65	2,6978	1,75357	4,35	4,14	7,6280295	7,2597798		
3	2,87	0,62	0,65	1,7794	1,15661	8,85	3,84	10,2359985	4,4413824		
4	2,87	0,62	0,65	1,7794	1,15661	8,85	5,56	10,2359985	6,4307516		
5	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	11,03	2,36	32,922344	7,044128		
6	2,87	0,78	0,65	2,2386	1,45509	11,43	3,83	16,6316787	5,5729947		
7	2,87	3,49	0,65	10,0163	6,510595	11,91	4,7	77,54118645	30,5997965		
8	2,87	0,78	0,65	2,2386	1,45509	12,41	3,83	18,0576669	5,5729947		
9	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	12,78	2,36	38,145744	7,044128		
10	2,87	0,62	0,65	1,7794	1,15661	14,96	3,87	17,3028856	4,4760807		
11	2,87	0,62	0,65	1,7794	1,15661	14,96	5,59	17,3028856	6,4654499		
12	2,87	1,05	0,65	3,0135	1,958775	6,51	5,85	12,75162525	11,45883375		
13	2,87	1,47	0,65	4,2189	2,742285	2,39	7,61	6,55406115	20,86878885		
14	2,87	0,95	0,65	2,7265	1,772225	4,35	7,61	7,70917875	13,48663225		
15	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	4,7	8,63	14,02856	25,758824		
16	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	13,06	9,17	38,981488	27,370616		
17	2,87	1,47	0,65	4,2189	2,742285	15,45	10,19	42,36830325	27,94388415		
18	2,87	0,95	0,65	2,7265	1,772225	13,43	10,19	23,80098175	18,05897275		
19	2,87	3,49	0,65	10,0163	6,510595	5,9	13,1	38,4125105	85,2887945		
20	2,87	0,78	0,65	2,2386	1,45509	5,4	13,97	7,857486	20,3276073		
21	2,87	0,78	0,65	2,2386	1,45509	6,38	13,97	9,2834742	20,3276073		
22	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	5,03	15,44	15,013544	46,085312		
23	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	6,78	15,44	20,236944	46,085312		
24	2,87	1,05	0,65	3,0135	1,958775	11,3	11,95	22,1341575	23,40736125		
25	2,87	0,94	0,65	2,6978	1,75357	13,43	13,66	23,5504451	23,9537662		
26	2,87	1,97	0,65	5,6539	3,675035	15,87	13,66	58,32280545	50,2009781		
27	2,87	0,62	0,65	1,7794	1,15661	15,2	15,56	17,580472	17,9968516		
28	2,87	0,65	0,65	1,8655	1,212575	2,54	12,33	3,0799405	14,95104975		
29	2,87	0,65	0,65	1,8655	1,212575	2,54	13,86	3,0799405	16,8062895		
30	2,87	0,65	0,65	1,8655	1,212575	9,16	12,45	11,107187	15,09655875		
31	2,87	0,65	0,65	1,8655	1,212575	9,16	13,98	11,107187	16,9517985		
somme					71,18748			640,2780293	642,5479697		

centre de masse des murs intérieurs de l'étage 1 dans le sens transversal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	1,83	0,65	5,2521	3,413865	2,39	3,19	8,15913735	10,89022935	8,92562	8,83664
2	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	1,78	5	5,4789735	15,390375		
3	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	3,92	5	12,066054	15,390375		
4	2,87	2,58	0,65	7,4046	4,81299	4,79	6,29	23,0542221	30,2737071		
5	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	3,92	6,35	5,48457	8,88444375		
6	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	2,39	6,78	7,133672	20,236944		
7	2,87	0,58	0,65	1,6646	1,08199	3,94	8,96	4,2630406	9,6946304		
8	2,87	0,58	0,65	1,6646	1,08199	5,47	8,96	5,9184853	9,6946304		
9	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	9,13	4,7	28,1028248	14,4669525		
10	2,87	1,27	0,65	3,6449	2,369185	10,2	2,36	24,165687	5,5912766		
11	2,87	1,27	0,65	3,6449	2,369185	13,62	2,36	32,2682997	5,5912766		
12	2,87	0,94	0,65	2,6978	1,75357	10,2	4,27	17,886414	7,4877439		
13	2,87	0,94	0,65	2,6978	1,75357	13,62	4,27	23,8836234	7,4877439		
14	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	15,24	4,68	46,909863	14,405391		
15	2,87	0,58	0,65	1,6646	1,08199	12,29	8,88	13,2976571	9,6080712		
16	2,87	0,58	0,65	1,6646	1,08199	13,82	8,88	14,9531018	9,6080712		
17	2,87	1,07	0,65	3,0709	1,996085	11,94	6,51	23,8332549	12,99451335		
18	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	15,45	11,03	46,11516	32,922344		
19	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	12,99	11,03	38,772552	32,922344		
20	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	13,86	11,45	19,3918725	16,01998125		
21	2,87	1,07	0,65	3,0709	1,996085	5,86	11,29	11,6970581	22,53579965		
22	2,87	1,46	0,65	4,1902	2,72363	2,25	13,09	6,1281675	35,6523167		
23	2,87	0,87	0,65	2,4969	1,622985	7,61	13,54	12,3509159	21,9752169		
24	2,87	0,87	0,65	2,4969	1,622985	4,19	13,54	6,80030715	21,9752169		
25	2,87	1,27	0,65	3,6449	2,369185	4,19	15,44	9,92688515	36,5802164		
26	2,87	1,27	0,65	3,6449	2,369185	7,61	15,44	18,0294979	36,5802164		
27	2,87	1,46	0,65	4,1902	2,72363	8,87	13,22	24,1585981	36,0063886		
28	2,87	0,82	0,65	2,3534	1,52971	12,99	12,4	19,8709329	18,968404		
29	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	13,86	12,8	42,6621195	39,39936		
30	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	16,07	12,8	49,4646653	39,39936		
31	2,87	1,83	0,65	5,2521	3,413865	15,47	14,61	52,8124916	49,87656765		
somme					73,38877			655,040104	648,5101077		

centre de masse des murs interieur de l'etage 1 dans le sens transversal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	1,51	1,10	4,3337	4,76707	5,9	0,97	28,125713	4,6240579	8,9	8,900659
2	2,87	1,51	1,10	4,3337	4,76707	11,9	0,97	56,728133	4,6240579		
3	2,87	2,25	1,10	6,4575	7,10325	5,9	4,99	41,909175	35,4452175		
4	2,87	0,8	1,10	2,296	2,5256	11,9	4,27	30,05464	10,784312		
5	2,87	2,25	1,10	6,4575	7,10325	11,9	12,81	84,528675	90,9926325		
6	2,87	0,8	1,10	2,296	2,5256	5,9	13,54	14,90104	34,196624		
7	2,87	1,51	1,10	4,3337	4,76707	5,9	16,83	28,125713	80,2297881		
8	2,87	1,51	1,10	4,3337	4,76707	11,9	16,83	56,728133	80,2297881		
somme					38,32598			341,101222	341,126478		

Tableau III.20

centre de masse des murs interieur de l'etage 1 dans le sens longitudinal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	0,87	1,10	2,4969	2,74659	4,32	5,9	11,8652688	16,204881	8,9030227	8,9
2	2,87	2,35	1,10	6,7445	7,41895	12,72	5,9	94,369044	43,771805		
3	2,87	2,35	1,10	6,7445	7,41895	5,09	11,9	37,7624555	88,285505		
4	2,87	0,87	1,10	2,4969	2,74659	13,46	11,9	36,9691014	32,684421		
5	2,87	1,69	1,10	4,8503	5,33533	16,74	11,9	89,3134242	63,490427		
6	2,87	1,69	1,10	4,8503	5,33533	16,74	5,9	89,3134242	31,478447		
7	2,87	1,69	1,10	4,8503	5,33533	1,07	11,9	5,7088031	63,490427		
8	2,87	1,69	1,10	4,8503	5,33533	1,07	5,9	5,7088031	31,478447		
somme					41,6724			371,0103243	370,88436		

Tableau III.21

Finalement les coordonnées du centre de gravités des murs intérieur du premier étage :

$$Xg = 8,938808805 \text{ m}$$

$$Yg = 8,919390919 \text{ m}$$

• **Etage courant :**

La charge revenant aux murs intérieurs et extérieurs restes les mêmes dans les différents étages :

Telle que :

- Pour les murs extérieurs en a :
 - Type 1: $G \text{ total} = 1,03 \text{ kN/m}^2$
 - Type 2: $G \text{ total} = 0,75 \text{ kN/m}^2$
- Pour les murs intérieurs en a:
 - Type 1: $G \text{ total} = 0,65 \text{ kN/m}^2$
 - Type 2: $G \text{ total} = 1,10 \text{ kN/m}^2$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

a. Murs intérieurs :

centre de masse des murs interieur de l'étage courant dans le sens transversal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	1,65	1,10	4,7355	5,20905	5,9	0,97	30,733395	5,0527785	8,9	8,891796875
2	2,87	0,5	1,10	1,435	1,5785	5,9	3,95	9,31315	6,235075		
3	2,87	1,05	1,10	3,0135	3,31485	11,9	4,2	39,446715	13,92237		
4	2,87	1,05	1,10	3,0135	3,31485	5,9	13,55	19,557615	44,9162175		
5	2,87	1,65	1,10	4,7355	5,20905	11,9	16,83	61,987695	87,6683115		
6	2,87	0,5	1,10	1,435	1,5785	11,9	13,85	18,78415	21,862225		
somme					20,2048			179,82272	179,6569775		

Tableau III.22

centre de masse des murs interieur de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	1,65	1,10	4,7355	5,20905	16,76	5,9	87,303678	30,733395	8,922590909	8,9
2	2,87	0,3	1,10	0,861	0,9471	13,8	5,9	13,06998	5,58789		
3	2,87	0,8	1,10	2,296	2,5256	4,27	5,9	10,784312	14,90104		
4	2,87	0,8	1,10	2,296	2,5256	13,75	11,9	34,727	30,05464		
5	2,87	0,3	1,10	0,861	0,9471	3,8	11,9	3,59898	11,27049		
6	2,87	1,65	1,10	4,7355	5,20905	1,045	11,9	5,44345725	61,987695		
somme					17,3635			154,9274073	154,53515		

Tableau III.23

centre de masse des murs interieurs de l'etage courant dans le sens longitudinal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	2,78	3	2,593045	2,79825		
2	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	2,78	3	2,593045	2,79825		
3	2,87	1,4	0,65	4,018	2,6117	2,32	4,15	6,059144	10,838555		
4	2,87	0,85	0,65	2,4395	1,585675	4,32	4,15	6,850116	6,58055125		
5	2,87	0,55	0,65	1,5785	1,026025	5,91	4,27	6,06380775	4,38112675		
6	2,87	0,55	0,65	1,5785	1,026025	5,91	6,57	6,06380775	6,74098425		
7	2,87	0,78	0,65	2,2386	1,45509	4,3	8,15	6,256887	11,8589835		
8	2,87	0,7	0,65	2,009	1,30585	3,5	8,15	4,570475	10,6426775		
9	2,87	0,3	0,65	0,861	0,55965	1,82	8,15	1,018563	4,5611475		
10	2,87	0,35	0,65	1,0045	0,652925	0,25	8,15	0,16323125	5,32133875		
11	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	9,9	1,675	9,234225	1,56235625		
12	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	9,9	3,85	9,234225	3,5910875		
13	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	10	4,75	13,99125	6,64584375		
14	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	11,85	4,75	32,05395375	12,84863125		
15	2,87	1,4	0,65	4,018	2,6117	11,85	1,675	30,948645	4,3745975		
16	2,87	1,5	0,65	4,305	2,79825	12,65	3,85	35,3978625	10,7732625		

centre de masse des murs intérieurs de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 1) (suite)												
17	2,87	3,95	0,65	11,3365	7,368725	16,4	3,05	120,84709	22,47461125	8,95874813	8,90700597	
18	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	17,35	4,6	16,1832125	4,29065			
19	2,87	0,8	0,65	2,296	1,4924	13,55	9,67	20,22202	14,431508			
20	2,87	0,7	0,65	2,009	1,30585	14,35	9,67	18,7389475	12,6275695			
21	2,87	0,3	0,65	0,861	0,55965	16,05	9,67	8,9823825	5,4118155			
22	2,87	0,3	0,65	0,861	0,55965	17,6	9,67	9,84984	5,4118155			
23	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	0,45	13,2	0,4197375	12,3123			
24	2,87	3,95	0,65	11,3365	7,368725	2,195	14,75	16,17435138	108,6886938			
25	2,87	1,5	0,65	4,305	2,79825	5	13,9	13,99125	38,895675			
26	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	5,85	13,05	15,82410375	35,29992375			
27	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	5,85	16,15	15,82410375	43,68534625			
28	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	7,8	16,15	7,27545	15,0639125			
29	2,87	0,8	0,65	2,296	1,4924	7,65	13,05	11,41686	19,47582			
30	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	7,8	13,9	7,27545	12,965225			
31	2,87	0,6	0,65	1,722	1,1193	11,75	13,55	13,151775	15,166515			
32	2,87	0,6	0,65	1,722	1,1193	11,75	11,225	13,151775	12,5641425			
33	2,87	0,9	0,65	2,583	1,67895	13,55	13,525	22,7497725	22,70779875			
34	2,87	1,4	0,65	4,018	2,6117	15,5	13,525	40,48135	35,3232425			
35	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	15,05	13,675	14,0378875	12,75535625			
36	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	15,05	14,8	14,0378875	13,8047			
37	2,87	2,2	0,65	6,314	4,1041	5,4	11,5	22,16214	47,19715			
38	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	11	11,65	15,390375	16,29980625			
39	2,87	2,2	0,65	6,314	4,1041	12,4	6,3	50,89084	25,85583			
40	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	6,675	6,15	9,339159375	8,60461875			
somme					74,95579				671,5100438			667,6316693

Tableau III.24

centre de masse des murs intérieurs de l'étage courant dans le sens transversal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	4,55	0,45	4,2440125	0,4197375		
2	2,87	4,1	0,65	11,767	7,64855	3,05	2,25	23,3280775	17,2092375		
3	2,87	1,6	0,65	4,592	2,9848	3,875	5,05	11,5661	15,07324		
4	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	1,65	5,87	4,46320875	15,87820325		
5	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	4,71	5,9	12,74043225	15,9593525		
6	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	1,65	7,82	1,5390375	7,294105		
7	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	3,875	7,82	3,61440625	7,294105		
8	2,87	0,8	0,65	2,296	1,4924	4,75	7,74	7,0889	11,551176		
9	2,87	2,25	0,65	6,4575	4,197375	6,25	5,42	26,23359375	22,7497725		
10	2,87	1,65	0,65	4,7355	3,078075	9,6	4	29,54952	12,3123		
11	2,87	0,3	0,65	0,861	0,55965	9,6	1,85	5,37264	1,0353525		
12	2,87	0,65	0,65	1,8655	1,212575	11,3	6,2	13,7020975	7,517965		
13	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	11,7	6,7	16,3697625	9,3741375		
14	2,87	0,55	0,65	1,5785	1,026025	13,6	6	13,95394	6,15615		
15	2,87	0,9	0,65	2,583	1,67895	13,6	4,35	22,83372	7,3034325		
16	2,87	1,4	0,65	4,018	2,6117	13,6	2,35	35,51912	6,137495		
17	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	13,75	2,75	12,8253125	2,5650625		
18	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	14,85	2,75	13,8513375	2,5650625		
19	2,87	0,8	0,65	2,296	1,4924	13,15	10,1	19,62506	15,07324		
20	2,87	0,55	0,65	1,5785	1,026025	14	9,975	14,36435	10,23459938		
21	2,87	0,55	0,65	1,5785	1,026025	16,5	9,975	16,9294125	10,23459938		
22	2,87	0,75	0,65	2,1525	1,399125	6,15	11,075	8,60461875	15,49530938		
23	2,87	0,55	0,65	1,5785	1,026025	6,5	11,825	6,6691625	12,13274563		
24	2,87	3,1	0,65	8,897	5,78305	4,6	13,15	26,60203	76,0471075		
25	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	2,975	15,05	2,77493125	14,0378875		

centre de masse des murs intérieurs de l'étage courant dans le sens transversal (type 1) (suite)											
26	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	4,6	15,05	4,29065	14,0378875	8,78297203	9,05899767
27	2,87	1,4	0,65	4,018	2,6117	4,225	15,45	11,0344325	40,350765		
28	2,87	0,8	0,65	2,296	1,4924	8,1	13,45	12,08844	20,07278		
29	2,87	0,7	0,65	2,009	1,30585	8,1	14,25	10,577385	18,6083625		
30	2,87	0,3	0,65	0,861	0,55965	8,1	15,95	4,533165	8,9264175		
31	2,87	2,4	0,65	6,888	4,4772	11,55	12,4	51,71166	55,51728		
32	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	13,15	11,925	35,57042125	32,25682688		
33	2,87	1,5	0,65	4,305	2,79825	14	12,75	39,1755	35,6776875		
34	2,87	0,5	0,65	1,435	0,93275	13,25	17,35	12,3589375	16,1832125		
35	2,87	4,05	0,65	11,6235	7,555275	14,8	15,6	111,81807	117,86229		
36	2,87	1,45	0,65	4,1615	2,704975	16,2	11,925	43,820595	32,25682688		
37	2,87	0,35	0,65	1,0045	0,652925	8,1	17,55	5,2886925	11,45883375		
38	2,87	0,35	0,65	1,0045	0,652925	9,6	0,2	6,26808	0,130585		
somme					80,02995			702,9008123	724,9911305		

Tableau III.25

Finalement les coordonnées du centre de masse des murs intérieurs sont :

$$X_g = 8,88 \text{ m}$$

$$Y_g = 8,955 \text{ m}$$

b. Murs extérieurs :

centre de masse des murs extérieur de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	3,805	1,03	10,92035	11,247961	2,7225	0,11	30,6225725	1,237275655	8,9	8,9
2	2,87	3,805	1,03	10,92035	11,247961	15,0775	0,11	169,591124	1,237275655		
3	2,87	3,805	1,03	10,92035	11,247961	2,7225	17,69	30,6225725	198,9764212		
4	2,87	3,805	1,03	10,92035	11,247961	15,0775	17,69	169,591124	198,9764212		
somme					44,991842			400,427394	400,4273938		

Tableau III.26

centre de masse des murs extérieur de l'étage courant dans le sens transversal (type 1)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	2,87	2,25	1,03	6,4575	6,651225	0,11	1,2	0,73163475	7,98147	8,9	8,986423841
2	2,87	2,25	1,03	6,4575	6,651225	17,69	1,2	117,6601703	7,98147		
3	2,87	1,45	1,03	4,1615	4,286345	0,11	3,8	0,47149795	16,288111		
4	2,87	1,45	1,03	4,1615	4,286345	17,69	3,8	75,82544305	16,288111		
5	2,87	1,6	1,03	4,592	4,72976	0,11	14	0,5202736	66,21664		
6	2,87	1,6	1,03	4,592	4,72976	17,69	14	83,6694544	66,21664		
7	2,87	2,25	1,03	6,4575	6,651225	0,11	16,55	0,73163475	110,0777738		
8	2,87	2,25	1,03	6,4575	6,651225	17,69	16,55	117,6601703	110,0777738		
somme					44,63711			397,270279	401,1279895		

Tableau III.27

centre de masse des murs extérieur de l'étage courant dans le sens transversal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	-0,08	8,9	-0,3519	39,148875	8,879310345	8,897931034
2	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	17,88	8,9	78,64965	39,148875		
3	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	7,15	0,18	4,1023125	0,103275		
4	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	10,45	0,18	5,9956875	0,103275		
5	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	7,15	17,6	4,1023125	10,098		
6	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	10,45	17,6	5,9956875	10,098		
somme					11,0925			98,49375	98,7003		

Tableau III.28

centre de masse des murs extérieurs de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 2)											
Element	h (m)	Li (m)	G (kN/m ²)	Si (m ²)	mi (kN)	Xi (m)	Yi (m)	mi*Xi	mi*yi	Xg (m)	Yg (m)
1	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	8,9	-0,08	39,148875	-0,3519	8,897931034	8,9
2	1,7	3,45	0,75	5,865	4,39875	8,9	17,88	39,148875	78,64965		
3	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	0,18	7,2	0,103275	4,131		
4	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	17,6	7,2	10,098	4,131		
5	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	0,18	10,6	0,103275	6,08175		
6	1,7	0,45	0,75	0,765	0,57375	17,6	10,6	10,098	6,08175		
somme					11,0925			98,7003	98,72325		

Tableau III.29

Finalement les coordonnées du centre de masse des murs extérieurs sont :

$$X_g = 8,934 \text{ m}$$

$$Y_g = 8,934 \text{ m}$$

- Centre de masse de l'ensemble des éléments ;

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

centre de mase de l'ensemble des éléments								
Niveau	Element	mi (kN)	xgi (m)	ygi (m)	mi*xgi	mi*ygi	XG (m)	YG (m)
VIII (étage 7)	acrotère	467,5485	8,9	8,9	4161,18165	4161,18165	8,923059111	8,90806609
	plancher terrasse	3118,49577	8,9047	8,8997	27769,26928	27753,6768		
	poutres	124,2	8,9	8,9	1105,38	1105,38		
	escalier	30,24	7,225	9,725	218,484	294,084		
	voiles	298,38	9,35645	8,8887	2791,777551	2652,210306		
	murs exterieur	111,813952	8,934	8,934	998,9458472	998,9458472		
	murs interieur	192,55404	8,88	8,955	1709,879875	1724,321428		
	somme	4343,232262			38754,91821	38689,80004		
VII à III	plancher	10081,2132	8,9047	8,8997	89770,17918	89719,77312	8,919071886	8,904726142
	poutres	621	8,9	8,9	5526,9	5526,9		
	escalier	291,2	7,317	8,948495498	2130,7104	2605,801889		
	voiles	1491,9	9,35645	8,8887	13958,88776	13261,05153		
	murs exterieur	559,06976	8,934	8,934	4994,729236	4994,729236		
	murs interieur	962,7702	8,88	8,955	8549,399376	8621,607141		
	somme	14007,15316			124930,8059	124729,8629		
II (étage 1)	plancher	2016,24264	8,9047	8,8997	17954,03584	17943,95462	8,922106768	8,90116833
	poutres	124,2	8,9	8,9	1105,38	1105,38		
	escalier	58,24	7,317	8,948495498	426,14208	521,1603778		
	voiles	298,38	9,35645	8,8887	2791,777551	2652,210306		
	murs exterieur	102,815392	8,902393367	8,900947057	915,3030638	915,1543608		
	murs interieur	224,57463	8,938808805	8,919390919	2007,42968	2003,068915		
	somme	2824,452662			25200,06821	25140,92858		
I (RDC)	plancher	2016,24264	8,9047	8,8997	17954,03584	17943,95462	8,906599042	8,895376626
	poutres	276	8,9	8,9	2456,4	2456,4		
	escalier	155,73	8,094	8,835009262	1260,47862	1375,875992		
	voiles	606,18	9,12468	8,8944	5531,198522	5391,607392		
	somme	3054,15264			27202,11298	27167,83801		
Total		24228,99072			216087,9053	215728,4295	8,918568165	8,903731567

III.3 /Calcul du centre de torsion :

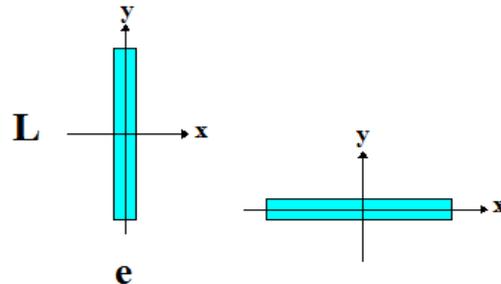
III.3 .1/inertie des éléments porteurs :

a. Inertie des voiles :

- Sens longitudinal :

$$I_x = \frac{L * e^3}{12} \ll I_y$$

$$I_y = \frac{e * L^3}{12}$$



- Sens transversal :

$$I_y = \frac{L * e^3}{12} \ll I_x$$

$$I_x = \frac{e * L^3}{12}$$

Remarque :

Le voile VT5 comporte une fille d'ouverture, on doit donc calculer son inertie équivalente.

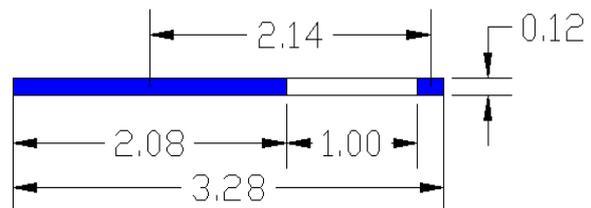
$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_0} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \text{ Si } n < 11 \text{ niveaux}$$

$$a_n = 1 \text{ Si } n \geq 11 \text{ niveaux.}$$

Dans notre cas en à n=VII niveaux < 11 niveaux

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 * 8} - \frac{1}{30 * 8^2} - \frac{1}{30 * 8^3} = 0,6057$$



$$2a = 1m$$

$$2c = 2,14m$$

$$\Omega_1 = 2,08 * 0,12 = 0,2496 \text{ m}^2$$

$$\Omega_2 = 0,2 * 0,12 = 0,024 \text{ m}^2$$

Avec :

Ω_1, Ω_2 : Aires des éléments de refend.

i: Inertie de linteau. $i = eh^3/12$

e: épaisseur de linteau.

h: hauteur de linteau.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{2,14}{\frac{1}{0,2496} + \frac{1}{0,024}} = 0,04685 \text{ m}^3$$

$$I_1 = \frac{0,12 \cdot 2,08^3}{12} = 0,09 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,12 \cdot 0,2^3}{12} = 0,00008 \text{ m}^4$$

Donc:

$$I_0 = 0,09008 \text{ m}^4$$

$$I = I_0 + 2mc = 0,09008 + 2,14 \cdot 0,04685 = 0,19 \text{ m}^4$$

○ *Inertie du linteau:*

$$i = \frac{0,12 \cdot 1^3}{12} = 0,01 \text{ m}^4$$

○ *Coefficient de monolithisme :*

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{EI_0} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h e}$$

- RDC : h=4,8 m

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 0,01}{0,09008} \frac{0,19}{0,04685} \frac{1,07}{0,5^3 \cdot 4,8} = 2,4086$$

- EC : h=2,87 m

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 0,01}{0,09008} \frac{0,19}{0,04685} \frac{1,07}{0,5^3 \cdot 2,87} = 4,0284$$

○ *Degré de monolithisme :*

$$\alpha = \omega Z$$

- RDC :

$$\alpha = 1,552 \cdot 38,4 = 59,597$$

$$\psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh \alpha}{ch \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \times ch \alpha}$$

$$\psi_0 = 0,6499$$

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

E': Module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement E = E').

he = hauteur d'étage

a: Demi portée libre de l'ouverture.

I: Inertie totale de refend.

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc.$$

$$(I_0 = I_1 + I_2).$$

C: Demi-distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

m: Moment statique de chacun des éléments de refends par rapport au c.d.g de l'ensemble.

α: Degré de monolithisme.

$$(\alpha = \omega Z)$$

Z: Hauteur de bâtiment.

ω: Coefficient de monolithisme

- EC :

$$\alpha = 2,0071 * 38,4 = 77,073$$

$$\psi_0 = 0,6537$$

Finalelement en aura :

$$I_{ex\ v}(\text{RDC}) = 0,11496 \text{ m}^4$$

$$I_{ex\ v}(\text{EC}) = 0,11501 \text{ m}^4$$

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

voiles	Niveau	Li (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
VT 1	II à VIII	2	0,15	0,1	0,0005625
VT 2		2	0,15	0,1	0,0005625
VT 3		2	0,15	0,1	0,0005625
VT 4		2	0,15	0,1	0,0005625
VT 5		3,28	0,12	0,11501	0, 056
VT 1	I (RDC)	2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 2		2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 3		2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 4		2	0,25	0,166666667	0,002604167
VT 5		3,28	0,12	0,11496	0, 05313

Tableau III.31 : inertie de voiles transversaux

inertie longitudinale des voiles					
voiles	Niveau	Li (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	Iy (m ⁴)
VL 1	II à VIII	2	0,15	0,0005625	0,1
VL 2		2	0,15	0,0005625	0,1
VL 3		2	0,15	0,0005625	0,1
VL 4		2	0,15	0,0005625	0,1
VL 5		1,6	0,15	0,00045	0,0512
VL 6		1,162	0,11	0,000128885	0,014382349
VL 7		1,668	0,11	0,000185009	0,042540205
VL 8		1,4	0,12	0,0002016	0,02744
VL 1	I (RDC)	2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 2		2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 3		2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 4		2	0,25	0,002604167	0,166666667
VL 5		1,6	0,15	0,00045	0,0512
VL 6		1,162	0,11	0,000128885	0,014382349
VL 7		1,668	0,11	0,000185009	0,042540205
VL 8		1,4	0,12	0,0002016	0,02744

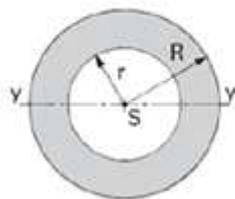
Tableau III.32

b. inertie du noyau central :

Le noyau central comporte des ouvertures qui permettent d'accéder aux différents étages, l'inertie équivalente obtenue par soustraction de l'inertie des ouvertures est donnée pour un système d'axe perpendiculaire à l'ouverture indépendant du repère globale OXY de la structure ; n'ayant pas retrouvé des formules prenant en considération ces ouvertures en va donc considérer le noyau sans ouverture.

Les deux lois nous permettant le calcul de ces inerties sont les suivantes :

Couronne



$$A = \pi (R^2 - r^2)$$

$$I_y = \frac{\pi (R^4 - r^4)}{4}$$

$$I_x = I_y = \frac{\pi(R^4 - r^4)}{4} = \frac{\pi(3,2^4 - 3,05^4)}{4} = 14,3893534 \text{ m}^4$$

III.3 .2/Centre de torsion :

Propriétés du centre de torsion :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement un effet de translation suivant la direction de la force.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation dont le sens est celui du moment.

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de gravité de la structure engendre par rapport au centre de torsion un effet de translation et un effet de rotation de la structure.

a. centre de torsion des voiles :

Remarque :

L'inertie des voiles transversaux $I_y \ll I_x$, donc on va les négliger
Inversement aux voiles transversaux, les voiles longitudinaux ont une inertie suivant x plus importantes que dans l'autre sens $I_y \gg I_x$, donc on travaille seulement avec les inerties suivant y.

Les coordonnées du centre de torsion des voiles par rapport au repère $(o_x ; o_y)$ sont données par les formules suivantes :

$$X_C = \frac{\sum Rv_x * x_i}{\sum Rv_x} ; Y_C = \frac{\sum Rv_y * y_i}{\sum Rv_y}$$

La position du centre de torsion des voiles est donnée dans les tableaux qui suivent :

o Position du centre de torsion des voiles transversaux :

voiles	Niveau	Li (m)	He (m)	ep (m)	Ix (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy (kN/m)	Xi (m)	Rvy*xi	Xc (m)
VT 1	II à VIII	2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	5,9	9632971,024	9,188077707
VT 2		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	11,9	19429212,74	
VT 3		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	5,9	9632971,024	
VT 4		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	11,9	19429212,74	
VT 5		3,28	2,87	0,12	0,11501	32164195,00	1877776,267	10,19	19134540,16	
somme							8408604,079		77258907,69	
VT 1	I (RDC)	2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0878	5,9	3431871,218	9,089730476
VT 2		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0878	11,9	6921909,745	
VT 3		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0878	5,9	3431871,218	
VT 4		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0878	11,9	6921909,745	
VT 5		3,28	4,8	0,12	0,11496	32164195,00	401214,8283	10,19	4088379,1	
somme							2727907,18		24795941,03	
Total							11136511,26		102054848,7	9,163987387

Tableau III.33

Xc =9,163987387 m

o Position du centre de torsion des voiles longitudinaux :

voiles	Niveau	Li (m)	He (m)	ep (m)	Iy (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvx (kN/m)	Yi (m)	Rvx*yi	Yc (m)
VL 1	II à VIII	2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	5,9	9632971,024	8,900774316
VL 2		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	5,9	9632971,024	
VL 3		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	11,9	19429212,74	
VL 4		2	2,87	0,15	0,1	32164195,00	1632706,953	11,9	19429212,74	
VL 5		1,6	2,87	0,15	0,0512	32164195,00	835945,96	8,735	7301987,961	
VL 6		1,162	2,87	0,11	0,014382349	32164195,00	234821,6123	10,685	2509068,927	
VL 7		1,668	2,87	0,11	0,042540205	32164195,00	694556,8843	9,395	6525361,928	
VL 8		1,4	2,87	0,12	0,02744	32164195,00	448014,7879	7,52	3369071,205	
somme							8744167,057		77829857,55	
VL 1	I (RDC)	2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	2,69	1564700,603	8,90051693
VL 2		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	2,69	1564700,603	
VL 3		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0867	15,11	8789080,339	
VL 4		2	4,8	0,25	0,166666667	32164195,00	581673,0878	15,11	8789080,357	
VL 5		1,6	4,8	0,15	0,0512	32164195,00	178689,9722	8,735	1560856,907	
VL 6		1,162	4,8	0,11	0,014382349	32164195,00	50194,95204	10,685	536333,0626	
VL 7		1,668	4,8	0,11	0,042540205	32164195,00	148466,954	9,395	1394847,032	
VL 8		1,4	4,8	0,12	0,02744	32164195,00	95766,65699	7,52	720165,2605	
somme							2799810,883		24919764,17	
Total							11543977,94		102749621,7	8,900711891

Tableau III.34

Yc =8,900711891 m

b. Centre de torsion du noyau central :

Les coordonnées du centre de torsion sont données dans les tableaux qui suivent :

sens longitudinal (xx)							
Niveau	He (m)	Iy (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvx (kN/m)	Yi (m)	Rvx*yi	Yc (m)
II à VIII	2,87	14,3893534	32164195,00	234935973,5	8,9	2090930163,93	8,9
I (RDC)	4,8	14,3893534	32164195,00	50219397,64	8,9	446952639,03	8,9
somme				285155371,1		2537882802,96	8,9

Tableau III.35

sens transversal (yy)							
Niveau	He (m)	Ix (m ⁴)	E*10 ³ (kN/m ²)	Rvy (kN/m)	Xi (m)	Rvy*xi	Xc (m)
II à VIII	2,87	14,3893534	32164195,00	234935973,5	8,9	2090930164	8,9
I (RDC)	4,8	14,3893534	32164195,00	50219397,64	8,9	446952639	8,9
somme				285155371,1		2537882803	8,9

Tableau III.36

c. Rigidité de l'ensemble voiles + noyau :

Niveau	voiles		noyau		voiles + noyau	
	Rvx	Rvy	Rvx	Rvy	Rvx	Rvy
II à VIII	8744167,057	8408604,079	234935973,5	234935973,5	243680140,6	243344577,6
I (RDC)	2799810,883	2727907,18	50219397,64	50219397,64	53019208,52	52947304,82

Tableau III.37

d. Centre de torsion de l'ensemble voiles + noyau :

Niveaux	Élément	R _{jx}	Y _c	R _{jx} *Y _c	R _{jy}	X _c	R _{jy} *X _c	X _c	Y _c
II à VIII	voiles	8744167,057	8,90077432	77829857,556	8408604,079	9,188077707	77258907,685	8,909954327	8,900027785
	noyau	234935973,500	8,9	2090930164,150	234935973,500	8,9	2090930164,150		
	somme	243680140,557		2168760021,706	243344577,579		2168189071,835		
I (RDC)	voiles	2799810,883	8,90051693	24919764,165	2727907,180	9,089730476	24795941,030	8,909775136	8,900027298
	noyau	50219397,640	8,9	446952638,996	50219397,640	8,9	446952638,996		
	somme	53019208,52		471872403,161	52947304,820		471748580,026		

Tableau III.38

III.3 .3/Calcul des excentricités (RPA 4.2.7) :

L'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe verticale due à l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion doit être prise en compte (Art 4-2-7-RPA 99).

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- a. 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau, cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion.
- b. Excentricité théorique résultante des plans :

$$e = \max (e \text{ théorique}, e \text{ accidentelle})$$

- **Excentricité accidentelle :**

Suivant XX' :

$$e_{accx} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 17,8 = 0,89 \text{ m}$$

Suivant YY' :

$$e_{accy} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 17,8 = 0,89 \text{ m}$$

- **Excentricité Théorique :**

$$e_x = X_g - X_c$$

$$e_y = Y_g - Y_c$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	Centre de torsion		Centre de masse		Excentrement		Excentricité accidentelle
	X _c	Y _c	X _g	Y _g	e _x	e _y	
VIII (étage 7)	8,91	8,9	8,923	8,908	0,013	0,008	0,89
VII à III	8,91	8,9	8,919	8,91	0,009	0,01	
II (étage 1)	8,91	8,9	8,922	8,901	0,012	0,001	
I (RDC)	8,91	8,9	8,906	8,8954	0,004	0,0046	

Tableau III.39

- **Excentricité adoptée :**

$$e_x = 0,89 \text{ m}$$

$$e_y = 0,89 \text{ m}$$

III.3 .4/Calcul de l'inertie polaire des voiles :

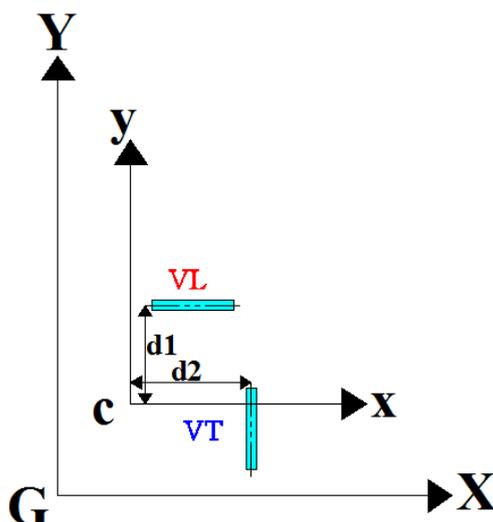
L'inertie polaire de torsion est donnée par la relation suivante :

$$J_{\theta} = \sum I_y * d_1^2 + \sum I_x * d_2^2$$

Avec :

d_1 : distance entre le voile transversal V_T et le centre de torsion C .

d_2 : distance entre le voile longitudinal V_L et le centre de torsion C .



a. L'inertie polaire des voiles de l'étage courant :

sens longitudinal étage courant			
VOILE	I_y (m ⁴)	d_1^2 (m ²)	$I_y * d_1^2$
VL1	0,1	9	0,9
VL2	0,1	9	0,9
VL3	0,1	9	0,9
VL4	0,1	9	0,9
VL5	0,0512	0,027	0,0013824
VL6	0,014382349	3,186	0,045822164
VL7	0,042540205	0,245	0,01042235
VL8	0,02744	1,904	0,05224576
somme			3,709872674

Tableau III.40

sens transversal étage courant			
voiles	I_x (m ⁴)	d_2^2 (m ²)	$I_x * d_2^2$
VT1	0,1	8,47	0,847
VT2	0,1	9,57	0,957
VT3	0,1	8,47	0,847
VT4	0,1	5,57	0,557
VT5	0,11501	1,43	0,1644643
somme			3,3724643

Tableau III.41

b. L'inertie polaire des voiles du RDC :

sens longitudinal rdc			
VOILE	Iy (m ⁴)	d ₁ ² (m ²)	Iy*d ₁ ²
VL1	0,166666667	9	1,500000003
VL2	0,166666667	9	1,500000003
VL3	0,166666667	9	1,500000003
VL4	0,166666667	9	1,500000003
VL5	0,0512	0,027	0,0013824
VL6	0,014382349	3,186	0,045822164
VL7	0,042540205	0,245	0,01042235
VL8	0,02744	1,904	0,05224576
somme			6,109872686

Tableau III.42

sens transversal rdc			
voiles	Ix (m ⁴)	d ₂ ² (m ²)	Ix*d ₂ ²
VT1	0,16666667	8,47	1,411666669
VT2	0,16666667	9,57	1,595000003
VT3	0,16666667	8,47	1,411666669
VT4	0,16666667	9,57	1,595000003
VT5	0,11496	1,43	0,1643928
somme			6,177726145

Tableau III.43

Finalement pour l'étage courant en aura :

$$J_{\theta} = 7,08234 \text{ m}^6$$

Et pour le RDC en aura :

$$J_{\theta} = 12,2876 \text{ m}^6$$

Conclusion :

Les efforts horizontaux sont repris conjointement par le noyau central et les voiles, ce cas de figure n'est pas prévu par le RPA 2003, Nous sommes en présence d'un cas particulier qui n'est :

- Ni un système de contreventement constitué par des voiles porteur en béton armé :
« Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ».
- Ni une structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé :
« Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal ».

pourcentage des inertie polaire revenant aux elements porteurs					
niveaux	Elements	$J\Theta (XX)$	$J\Theta (YY)$	% sens X	% sens Y
VIII à II	voiles	7,08234	7,08234	32,9845433	32,984543
	noyau	14,3893534	14,3893534	67,0154567	67,015457
somme		21,4716934	21,4716934	100	100
I (RDC)	voiles	12,2876	12,2876	46,060732	46,060732
	noyau	14,3893534	14,3893534	53,939268	53,939268
somme		26,6769534	26,6769534	100	100

Tableau III.44

IV.1/ Introduction :

Le logiciel robot (Autodesk Robot Structural Analysis 2013 v26) est destiné à l'analyse et au calcul des structures de génie civil, il dispose de plusieurs modules lui permettant la modélisation, l'analyse, le dimensionnement et la génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés.

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel que « AUTOCAD ».

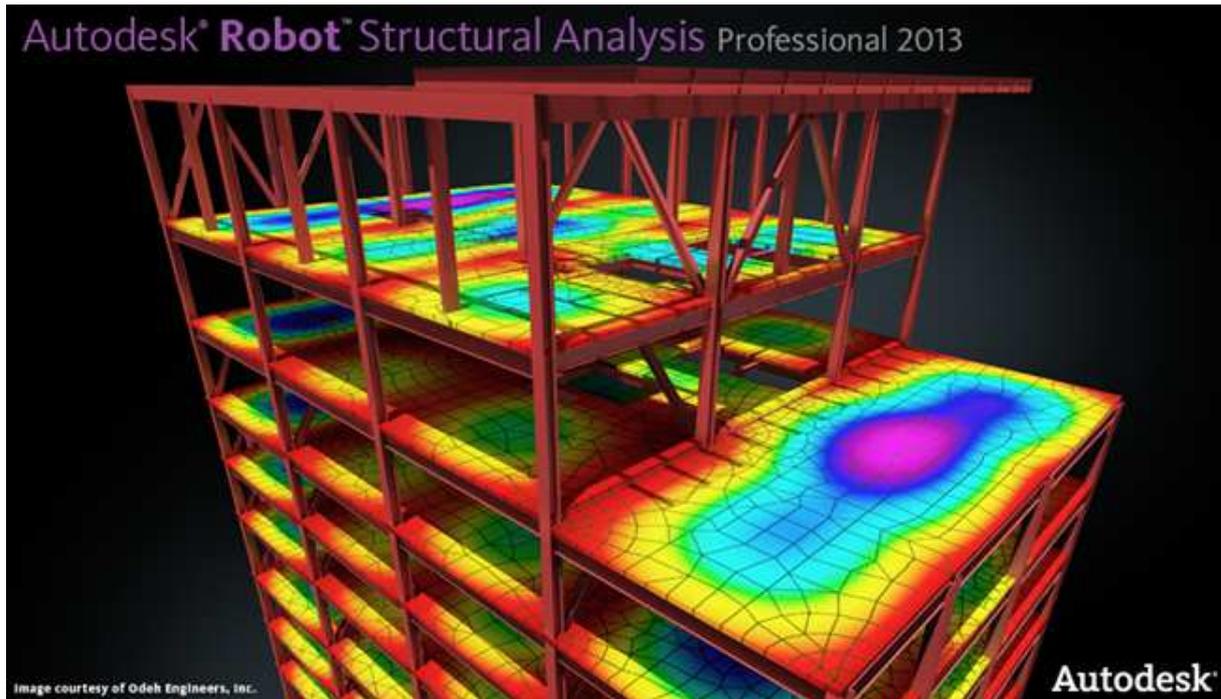


Figure IV.1: Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV.2/ Caractéristiques principales du logiciel :

- Définition de la structure en mode entièrement graphique.
- Possibilité de :
 - Représenter à l'écran les différents résultats (efforts, déplacements, déformations...),
 - Travailler simultanément en plusieurs fenêtres ouvertes,
 - Effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
 - Composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran...),
 - Copie des objets vers les autres logiciels.

IV.3/ Hypothèses de la modélisation :

On considère les hypothèses suivantes :

- ✓ La modélisation se fait par un modèle tridimensionnel avec un maillage moyen,
- ✓ L'encastrement est parfait à la base c'est-à-dire qu'on ne tient pas compte de l'interaction sol-structure.
- ✓ Les diaphragmes horizontaux (planchers) sont supposés infiniment rigides à l'effort latéral.

Il s'agit donc d'un modèle utilisé classiquement pour les bâtiments avec quelque spécification concernant le réservoir et supports avec notamment un maillage relativement fin.

IV.4/ Hypothèses de calcul :

1. Evaluation du poids de la structure :

Notre ouvrage est un immeuble à appartements surmonté d'un réservoir, donc il assure une double fonction (habitation et stockage d'eau potable), le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations pour tous les niveaux, 100% des charges d'exploitations pour le réservoir. [Tableau 4.5 RPA 99 version 2003].

2. Les charges permanentes et les charges d'exploitations :(se référer au chapitre III)

Eléments		Charges permanentes	Charges d'exploitations	
Plancher terrasse		5,77 [KN/m2]	1,5 [KN/m2]	
Plancher d'étage courant		4,77 [KN/m2]	1,5 [KN/m2]	
Acrotère		/	1 [KN/ml]	
Réservoir		/	fonction de h /surface libre	
Escalier RDC	volée	3,665	2,5 [KN/m2]	
	palier	1,540		
Escalier EC	volée	3,665		
	palier	1,540		
Escalier dernier étage		volée		3,665

Remarque :

Le poids propre des poutres, poteaux et poutres de chainages, dalles pleines et des voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel Robot dans la modélisation de la structure.

Le poids propre de l'acrotère sera calculer automatiquement par le logiciel, on aura juste a introduire la charge d'exploitation.

Le chargement du réservoir se fait par rapport a la surface libre, c'est-à-dire que pour chaque parois, on calcul la position de son centre de gravité par rapport au niveau du liquide.

3. Evaluation de la charge dynamique :

Le logiciel Robot comprend dans sa base de données le règlement RPA99 modifié en 2003 ainsi que le RPA88, ils nous permettent d'évaluer les spectres de réponse en introduisant les paramètres appropriés à la structure.

✓ Les paramètres du spectre de réponse:

❖ Selon le RPA99 v 2003 :

- Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0,764 > 0,7$

Avec :

$\xi = 10\%$ (remplissage en béton armé/maçonnerie [tableau 4.2 RPA99 V 2003])

- Zone d’implantation : notre structure est implantée dans la commune de Dar El Beida (Alger), elle est classée par le RPA 2003 en Zone III (forte sismicité).
- Site S3 (l’ouvrage se trouve sur un site meuble)
- Groupe d’usage : groupe 1A (Bâtiments de production et de stockage d’eau potable d’importance vitale).
- Coefficient de comportement global du bâtiment $R=3,5$ (pour une structure contreventée par Noyau ou voile porteur) [RPA 99 version 2003].
- Coefficient d’accélération de la zone : $A=0,4$ (groupe d’usage 1A, zone III) tableau 4.1 [RPA 99 version 2003].
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

$$T_1=0,15 \text{ s} \quad ; \quad T_2=0,50 \text{ s}$$

- Q : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule 4-4

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec :

Pq étant la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau [4.4 RPA 99 version 2003].

Critère q	Observation	Pq
1. condition minimale sur les fils de contreventement.	non	0,05
2. Redondance en plan.	non	0,05
3. Régularité en plan.	oui	0,00
4. Régularité en élévation.	non	0,05
5. contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0,00
6. contrôle de la qualité de l’exécution.	oui	0,00
	somme	0,15

$$Q = 1+0,15 =1,15$$

❖ **Selon le RPA 1988:**

- Zone d’implantation : notre structure été classé autrefois sous le RPA 1988 en Zone II (moyenne sismicité).
- Site S3 (site meuble)
- Groupe d’usage : le RPA 1988 classe notre ouvrage comme étant un ouvrages de grandes importance **groupe 1** (b : ouvrages d’art devant rester fonctionnels pendant et après un séisme, certains réservoirs et châteaux d’eau).
- Coefficient de comportement global du bâtiment $B= 1/3$ (structure murs porteurs catégorie 5) tableau 3 [3.2.1.3.3 RPA 88].
- Coefficient d’accélération de la zone : $A=0,25$ (groupe d’usage 1, zone II) tableau 1 [3.2.1.3.1 RPA 88].
- Catégorie de l’ouvrage : dépend du système de contreventement, pour notre cas le contreventement par noyau dans la classification du RPA 2003 sera remplacer par

un système contreventé par voiles porteurs (**catégorie 5**) en considérant le noyau comme étant un voile.

- **Q** : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule 3-3 et le tableau 4 (valeur de la pénalité Pq) [3.2.1.3.4 RPA 88]

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Critère q	Observation	Pq
1. conditions minimales des files porteuses.	non	0,05
2. Surabondance en plan.	non	0,05
3. Symétrie en plan.	oui	0,00
4. Régularité en élévation.	non	0,05
5. contrôle de la qualité des matériaux.	oui	0,00
6. contrôle de la qualité de la construction.	oui	0,00
	somme	0,15

$$Q = 1+0,15 = 1,15$$

4. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

		Combinaisons
BAEL 99	ELU	$1.35G+1.5Q$
	ELS	$G+Q$
RPA99 v2003	Accidentelle	$0.8G\pm E$
		$G+Q+1.2\pm E$
		$G+Q\pm E$

Avec :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- E : Charge sismique.

Remarque :

L'action du vent n'est pas prise en considération car elle est négligeable devant celle du séisme.

Pour les structures comportant des voiles, qui est le cas de notre structure, la combinaison $G + Q \pm 1.2E$ ne sera pas prise en considération.

Aussi dans le but de mieux visualiser les résultats de l'effet hydrodynamique, on considère pour chaque combinaison deux cas : le premier en considérant le réservoir vide, le second en le considérant plein.

Après avoir déterminé les données à introduire dans le logiciel ROBOT, on passe à la modélisation, l'analyse puis à l'exploitation des résultats de notre structure.

IV.5/ Etapes de calcul :

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci-dessous s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, d'ouvrir une structure déjà existante ou bien charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



Figure IV.2: choix du type de structure à étudier.

IV.5.1/ choix du type de structure :

Dans notre cas on étudie la structure sous l'affaire « étude d'une coque » pour faciliter la modélisation des voiles et du réservoir, pour cela on sélectionne l'affaire

représenté par l'icône :

IV.5.2/ Configuration de préférence de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

Ou bien on clique sur l'icône puis sur

La boîte de dialogue ci-dessous va s'afficher :

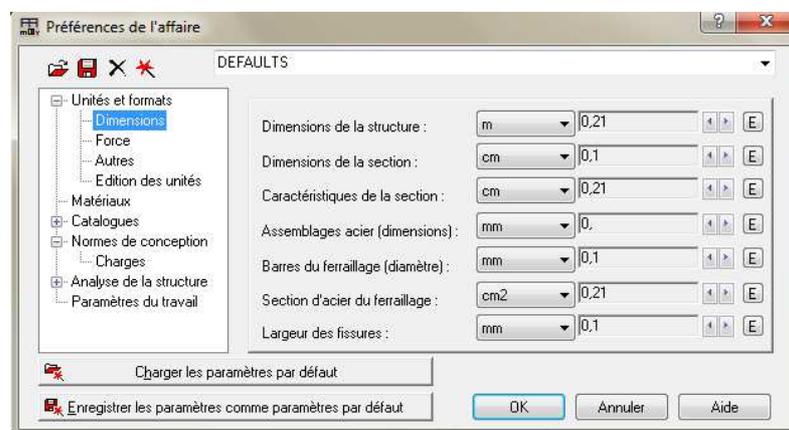


Figure IV.3: préférence de l'affaire.

❖ Unités et formats :

On met toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.

- Dimensions : structure (m), section (cm), barre du ferrailage (mm), section d'acier (cm), fissures (mm).
- Force : on met la Force (kN), le Moment (kN.m), et la Contrainte (kN/m²).
- Autres : on met le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kN) et la Masse (kg).
- Edition des unités : on met les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).

❖ **Matériaux** : on met la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), pour l'Aluminium et le Bois on ont à pas besoins dans notre cas donc on laisse telle qu'ils sont.

❖ Catalogue :

- Barres d'armatures : on Sélectionne **BAEL99** et on clique sur l'icône 
- Treillis soudés : on Sélectionne **BIOMETAL** et clique sur l'icône 

❖ Normes de conceptions :

- pour le cas de notre structure qui est en Béton armé on choisi (BAEL91 mod 99, Géotechnique (DTU 13.12) et (CM66) pour les aciers.
- Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).

❖ Analyse de la structure :

- on coche (liaisons rigides).
- Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse on coche (Cohérente).

❖ **Paramètres du travail** : Dans type de maillage on sélectionne (Normal).

Enfin on donne un nom à la nouvelle configuration puis on clique sur OK.

IV.5.3/ Définition des lignes de constructions :

Les lignes de construction jouent un rôle très important lors de la modélisation de la structure, en effet grâce à ces lignes en va définir les axes de la structure (X, Y et Z), les différents éléments de la structure, afficher les plans de travail et sélectionner les éléments situés sur une ligne de construction, se repérer dans un système d'axe.

La commande est accessible par le menu déroulant : « **structure** » puis la commande « **ligne de construction** », ou bien dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » à droit, on

clique sur l'icône 

Les lignes de construction sont introduites dans la fenêtre ci-dessous dans un system de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires. Dans notre cas, la structure sera modélisée en coordonnées cartésiennes.

A fin de faciliter le repérage des éléments dans le système d'axe (X, Y et Z), en définit pour chacun des trois (03) axes principaux un libellé : **1, 2, 3...**pour **XX'** ; **A, B, C...**pour **YY'** et le libellé **valeur** pour l'axe **ZZ'**.

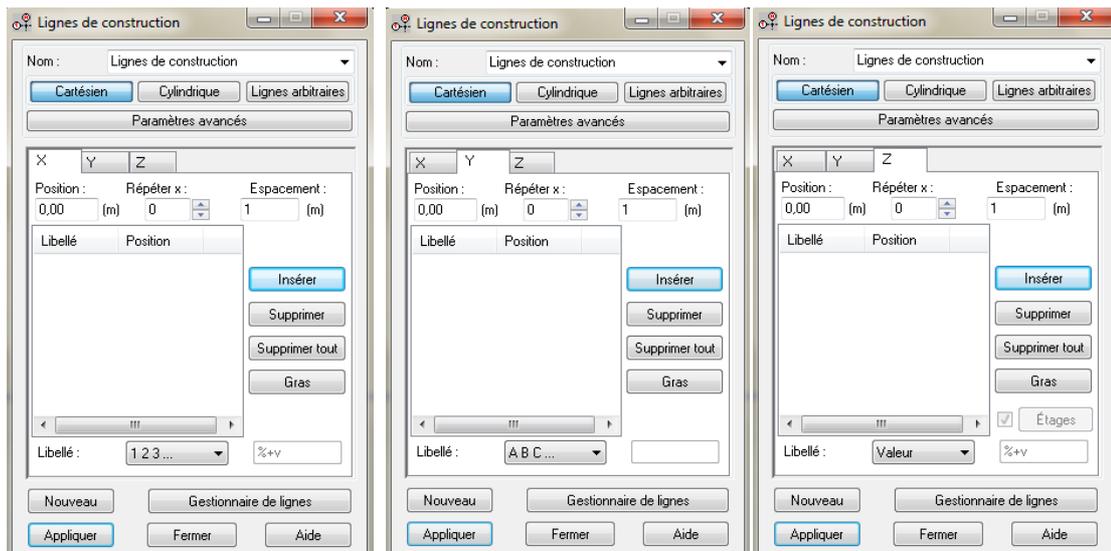


Figure IV.4: définition des lignes de construction.

Après définition de toutes les lignes de construction, en clic sur **appliquer**, on peut ensuite afficher les différentes vues de notre structure, faire pivoter ou orienter le modèle grâce l'option « ViewCube-propriété » accessible à partir du menu affichage, ou bien à partir du cube qui se trouve dans la partie supérieure de l'éditeur graphique.



On peut aussi accéder aux différentes vues (2D, 2D/3D et 3D) à partir de la boîte de dialogue ci-dessous :



IV.5.4/ Définition des sections (profilés des barres):

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales, la commande est accessible à partir du menu « **structure - Caractéristiques- Profilés de barres** » ou dans la barre d'outils « **Modèle de structure** », on clique sur l'icône : 

On clique ensuite sur « **Définir un nouveau profilé** », ou bien en clic sur l'icône  et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions des éléments.

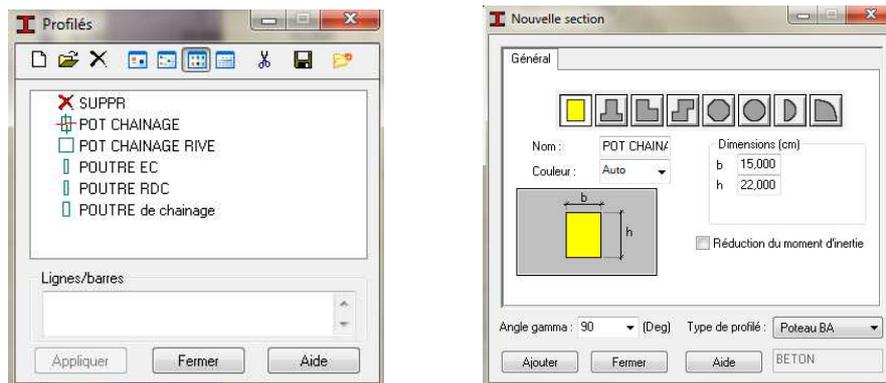


Figure IV.5: Définition des éléments barre.

IV.5.5/ Création des barres (Affectation des sections transversales) :

En définira ainsi avec la commande « **barre** » accessible à partir de l'icône  ou bien dans le menu « **structure** », tous les éléments barre (poteaux, poutres), dans notre cas les poteaux et poutres de chaînage, On doit alors choisir l'élément et sa section et suivant les ligne de construction définies auparavant on dessine les éléments de la structure.

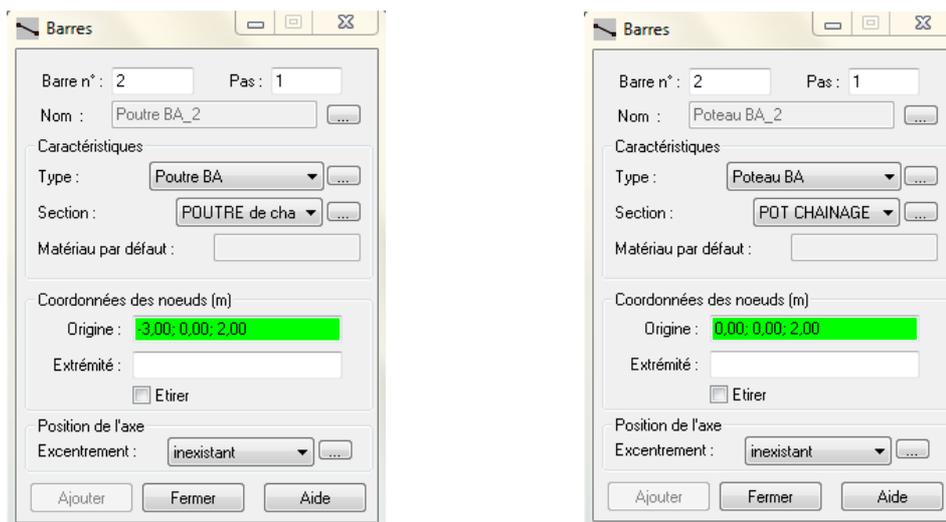


Figure IV.6: boîte de dialogue « barre »
(Modélisation des poutres et des poteaux).

IV.5.6/ Création des panneaux :

Avant de modéliser les voiles, les dalles pleines et les escaliers on doit tout d'abord créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône « **poly ligne-contour** »  qui se trouve dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » à droite et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ces contours (Figure IV.7.a).

En doit ensuite leurs affecter les épaisseurs, Pour cela on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristique** » la commande « **épaisseur EF** » ou bien on clique sur l'icône  dans la barre d'outil à droite puis on clic sur l'icône « **définir nouvelle section** »  et sur l'onglet « **uniforme** », on introduit en suite le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau (Figure IV.7.c).

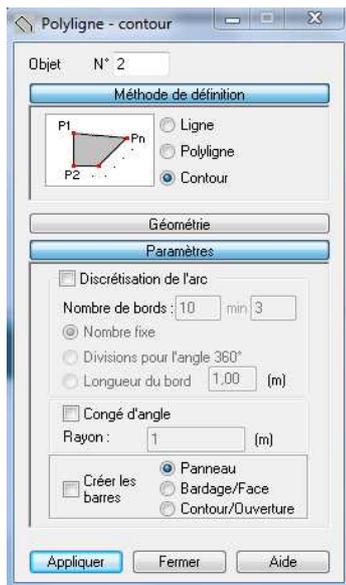


Figure IV.7.a (création des contours)



Figure IV.7.b (définition des épaisseurs)

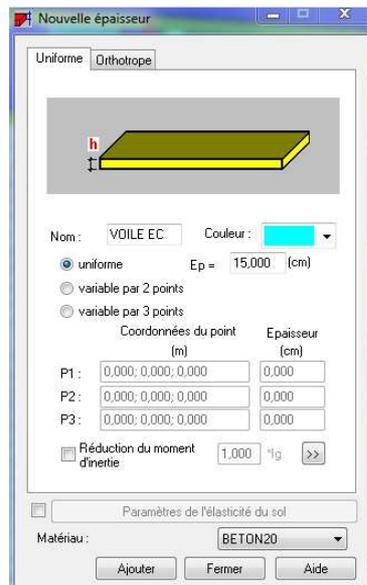


Figure IV.7.c (

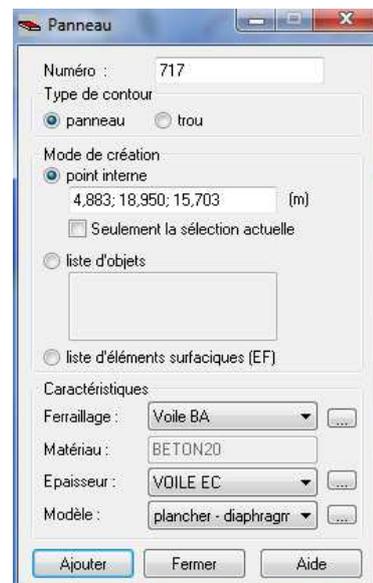


Figure IV.7.d

En fin, Pour la modélisation des panneaux, on clique sur l'icône « **panneau** »  dans la barre d'outils (Figure IV.7.d), on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé précédemment.

En aura alors dans la vue en 3D la représentation ci-dessous (Figure IV.7.e).

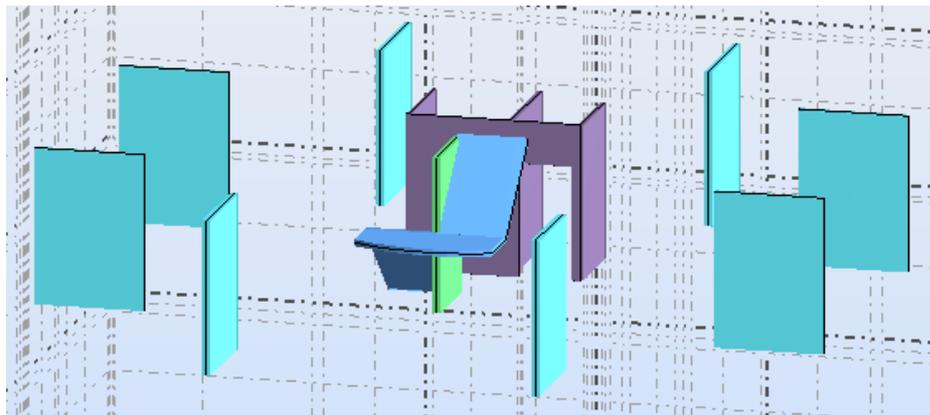


Figure IV.7.e : exemple de modélisation des panneaux

IV.5.7/ Création du noyau central :

V.2.7.a/ Caractéristiques géométriques du noyau central :

- RDC :

Rayon : 3,125 m

Hauteur : 4,80 m

Epaisseur : p1=0m ; p2=0,15m

- EC :

Rayon : 3,125 m

Hauteur : 2,87 m

Epaisseur : p1=0m ; p2=0,15m

V.2.7.b/ modélisation :

Dans la barre d'outils « *Modèle de structure* » à droite de la fenêtre principale, on clic sur l'icone , la commande structures types s'affiche (*figure IV.8.a*), on choisi alors dans le menu déroulons « *plaques et coques : géométries types* », on sélectionne le cylindre puis en clic sur *ok*, une nouvelle fenêtre s'ouvre ou on pourra introduire les caractéristiques géométriques, le type de maillage ainsi que le point d'insertion du cylindre.

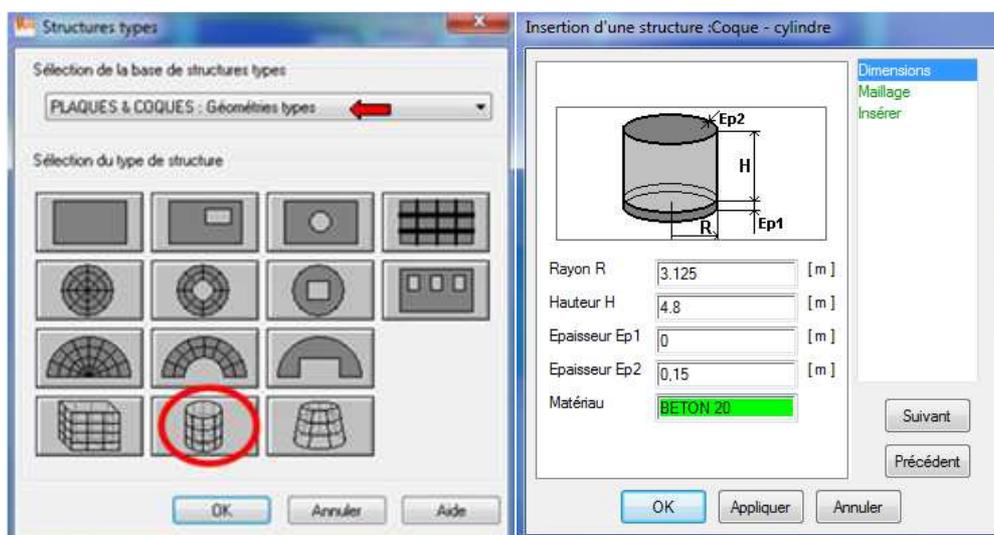


Figure IV.8.a

Figure IV.8.b

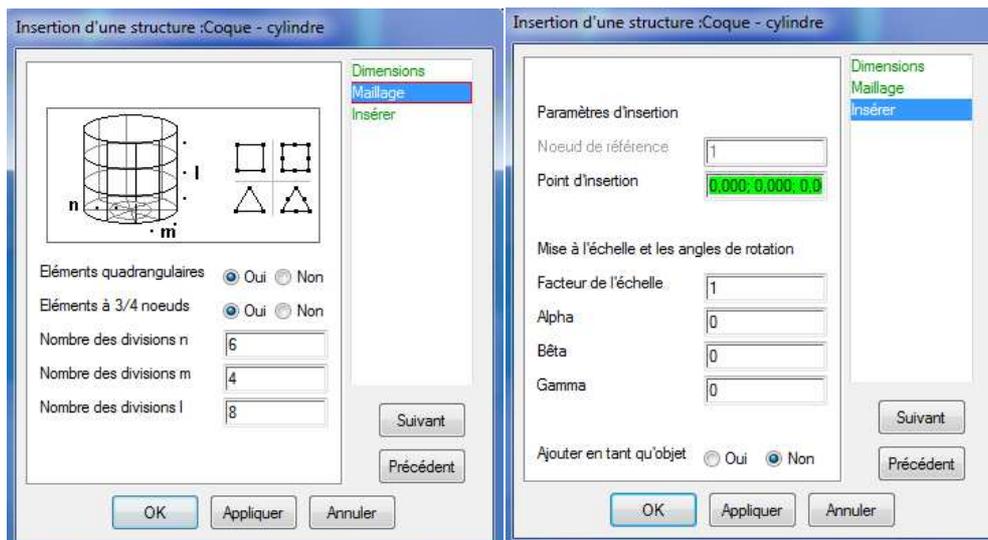


Figure IV.8.c

Figure IV.8.d

On aura alors le résultat suivant :

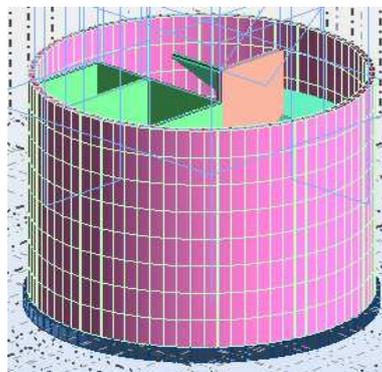


Figure IV.8.e : prise en forme du noyau

Remarque :

Il ya plusieurs autre méthodes pour la création du noyau :

- On dessine un cercle à la base de la structure avec la commande cercle  telle que :
 $R=3,125m$
 Centre $(8,9 ; 8,9 ; 0,00)$

Puis grâce à la commande extrusion  on précise la hauteur pour avoir le cylindre avec le vecteur $\langle 0 ; 0 ; 4,8 \rangle$, puis on affecte au cylindre ses caractéristiques (maillage, épaisseur,...).

- La deuxième méthode consiste à dessiner un cylindre avec la commande cylindre  puis on lui affecte ses caractéristiques.
- La troisième méthode consiste à définir le noyau à partir de la commande structures types , on choisi « *plaques et coques : géométries types* » puis on sélectionne , le principe reste le même que la définition du cylindre avec la commande structures types, on introduit ensuite les caractéristiques géométriques du noyau avec $R= r$.

Remarque : les ouvertures du noyau peuvent être modélisées on utilisant les coordonnées cylindriques, mais le noyau sera ensuite considéré comme étant un bloc (solide), cela veut dire que la liaison avec les autres éléments ne sera plus possible car la fibre moyenne du noyau sera supprimée, donc pour notre cas on ne va pas modéliser le noyau avec ces

méthodes mais on va utiliser une autre méthode plus compliquer mais nous un résultats encor plus approché et cela on utilisons les coordonnées cylindriques.

- Tout d'abord on va créer les lignes de construction :

- On clic sur **nouveau** puis sur **cylindrique** dans la boite de dialogue ligne de construction ,
- On choisit comme repère relatif le centre du noyau dans l'onglet **paramètres avancés**,
- On introduit le rayon du noyau dans l'onglet **radial**,
- Dans l'onglet **angulaire**, on devise le noyau suivant quatre (04) angles identiques puis on va créer d'autre ligne de construction suivant les angles caractérisant les ouvertures,
- Puis la hauteur des ouvertures dans l'onglet **Z**.

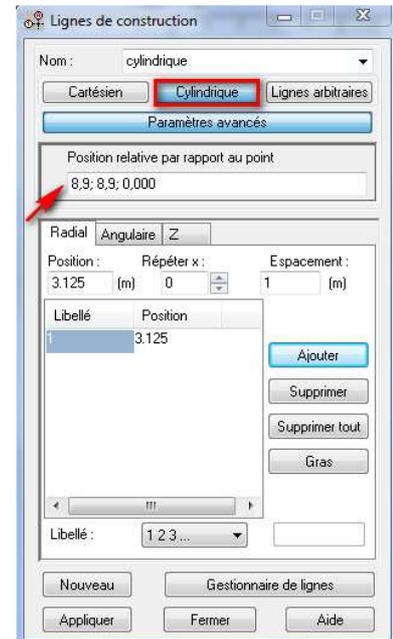


Figure IV.8.f

- Création des panneaux :

Même procédure que précédemment (IV.2.6), mais cette fois lors de la modélisation du voile et ses ouvertures avec la commande **poly ligne-contour**, on utilise Arc  pour la base et le sommet du voile et ceux des ouvertures, ligne  pour les deux autres cotés.

IV.5.8/ modélisation du réservoir et supports:

Le réservoir à une forme très complexe, il est constitué par une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordé à une calotte sphérique ainsi qu'une coupole sphérique, la complexité de cette modélisation est que les parois ont des courbure à rayons et épaisseurs variables, dans ce qui suit on va essayer d'approcher le plus possible la représentation réel du réservoir.

- **Définition des lignes de construction :**

Pour la modélisation des parois du réservoir, on utilise la commande « **arc** » accessible à partir du menu « **structure** », « **objet** » puis « **arc** » ou on clic sur l'icone  puis sur  on aura alors la fenêtre arc qui s'affiche (**Figure IV.9.a**), on choisi « **centre et deux ponts** » et on défini pour chaque arc les coordonnées du centre ainsi que celui de ses deux cotés (départ et arrivée).

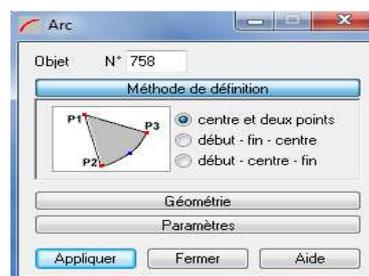


Figure IV.9.a

Remarque : afin de faciliter la modélisation, on travail dans l'un des deux plan XZ  a $y=8,9$ ou bien YZ  a $x=8,9$ (la structure étant symétrique).

- Lorsque on aura enfin dessiné tout les arcs, on utilise la commande révolution  pour donnée forme au réservoir, on introduit ensuite les caractéristiques des parois on aura alors le résultat de la **Figure IV.9.d**.

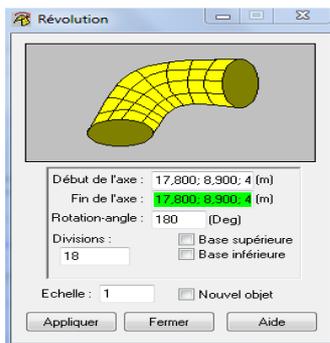


Figure IV.9.b

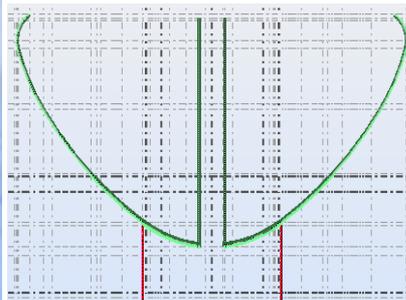


Figure IV.9.c

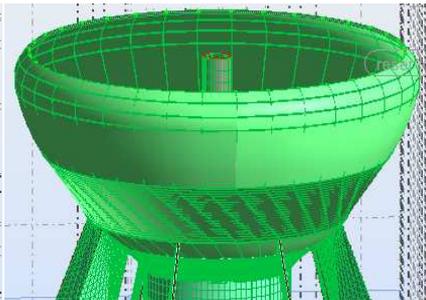


Figure IV.9.d

- Même principe pour la coupole, on dessine l'arc, on utilise la commande révolution puis on lui affecte ses caractéristiques géométriques.

Remarque :

- ✓ On doit retrouver avec grande précision les coordonnées des points qui caractérisent les arcs.
- ✓ Le point (nœud) d'arrivé de chaque arc est le point du départ de l'arc suivant, c'est-à-dire que deux arcs successives se joint au même nœud.
- ✓ Avons de modéliser la coupole on doit tout d'abord introduire le chargement du réservoir, la méthode nous allons la voir dans l'étape chargement.
- Modélisation des supports :

Les voiles supportant le réservoir ont une épaisseur constante mais une forme complexe, car ils sont incliné dans les deux plans XZ et YZ donc on doit être très précis pour pouvoir assurer correctement le transfert des charges et surcharges du réservoir, on utilise à cet effet l'onglet « **géométrie** » (Figure IV.9.e) dans la commande « **contour** » dans la quelle on utilise l'option **arc**  pour la partie du voile au contact des parois du réservoir et l'option **segment**  pour le reste.

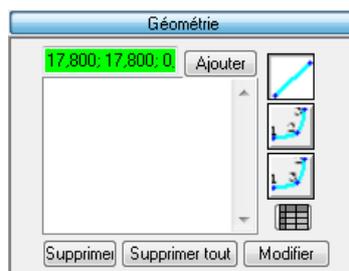


Figure IV.9.e

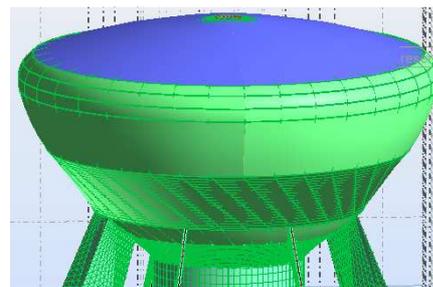


Figure IV.9.f : vue en 3D du réservoir et support)

IV.5.9/ Définitions des degrés de liberté (appuis):

Pour pouvoir transmettre les charges et surcharges de la superstructure vers le sol d'assise, la structure doit être encastree a la base, pour cela on doit définir les appuis.

La commande appuis est accessible a partir du menu « **Structure** », ou bien on clic sur l'icône , la boite de dialogue « **appuis** » représentée ci-dessous s'affiche (**Figure IV.10.a**).

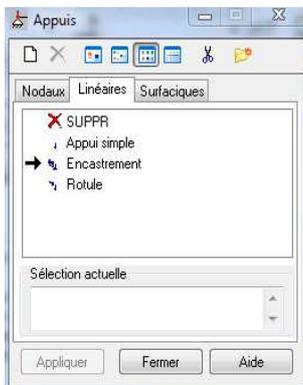


Figure IV.10.a

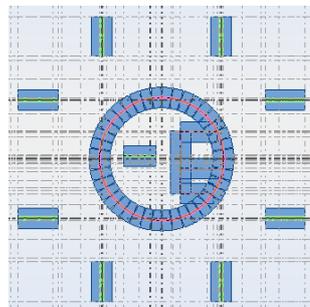


Figure IV.10.b

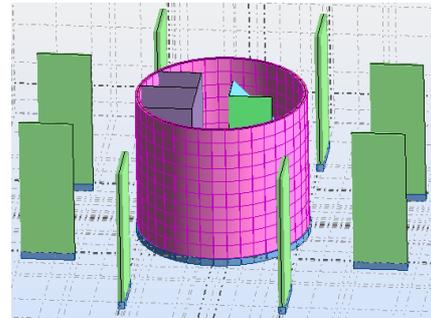


Figure IV.10.c (vue en 3D)

Pour encastrer les voiles et le noyau central, on se met à la base du plan XY, on les sélectionne, on clique ensuite sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur « **Encastrement** » enfin sur **appliquer**.

IV.5.10/ Affichage des attributs :

Après avoir modélisé la structure, le logiciel nous permet de gérer l'affichage des attributs (propriétés) définis aux éléments de la structure. Pour choisir les attributs à afficher, on sélectionne la commande attributs accessible a partir du menu « **Affichage-Attributs** » ou on clique sur l'icône , la fenêtré ci-dessous s'affiche (**Figure IV.11.a**).

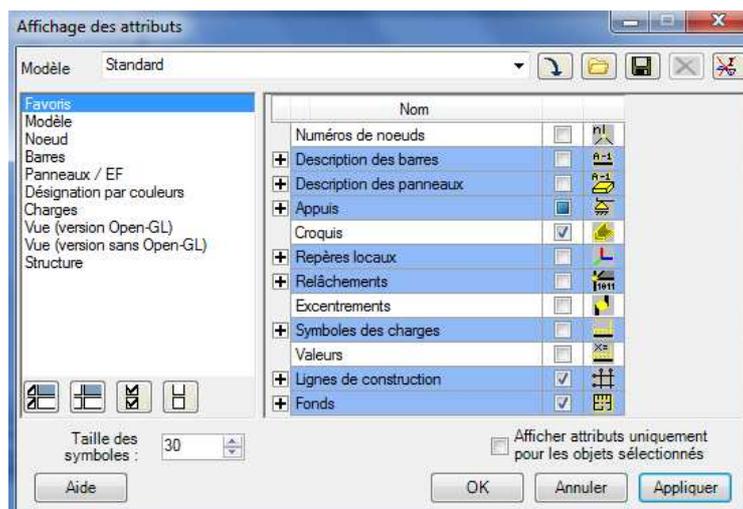
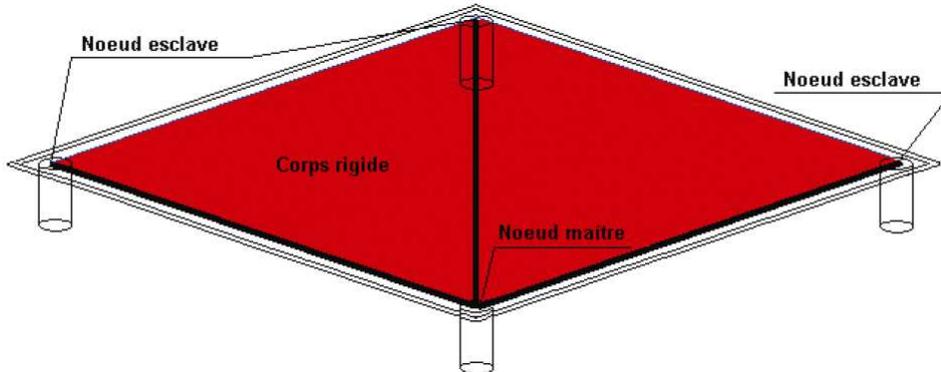


Figure IV.11 : boite de dialogue attributs

IV.5.11/ Liaisons rigides : (nœud maître et nœuds esclaves)

La liaison rigide est utilisée pour modéliser les parties parfaitement rigides des structures élastiques, les rotations et les déplacements définis pour la liaison peuvent être limités à certains degrés de liberté.



Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « *Structure* » puis « *caractéristiques additionnels* » puis « *liaisons rigides* » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône 

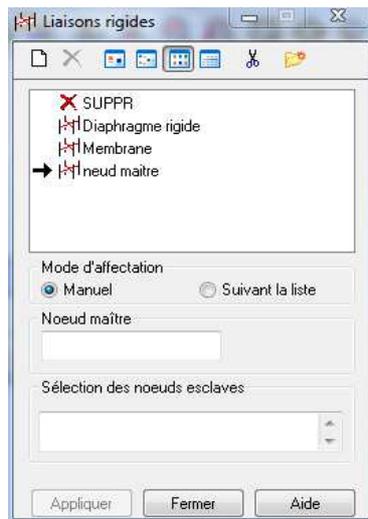


Figure IV.12.a : Liaison rigide

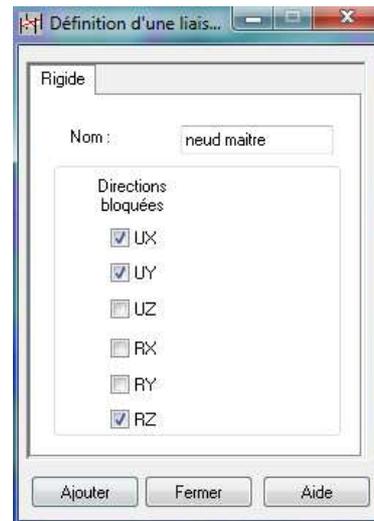


Figure IV.12.b : conditions aux limites

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement un nœud quelconque appartenant au plancher ou bien on écrit sont numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves (tout le plancher) ou bien on écrit leurs numéros.

On applique, aura alors le résultat suivant :

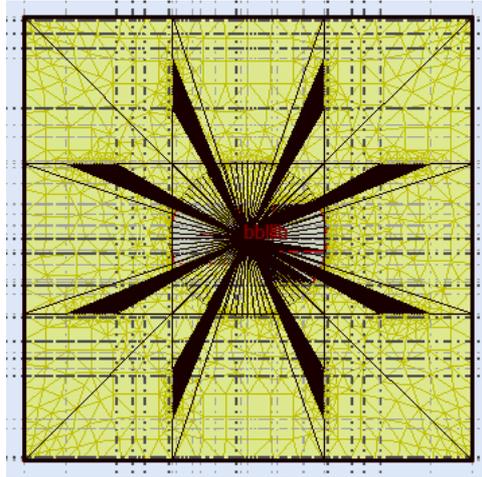


Figure IV.12.c : plancher infiniment rigide

IV.5.12/ Chargement de la structure :

IV.5.12.a/ cas de charges :

La commande est accessible à partir du menu « *chargement* »-« *cas de charge* », ou bien on clique sur l'icône , elle nous permet de définir les charges statiques (permanentes et d'exploitations) de la structure, on choisit la nature et le nom puis on clique sur « *Nouveau* » (Figure IV.13.a).

Pour notre structure on doit définir les cas de charge suivant :

- G** : Charge permanente (nom : G ; nature : permanente).
- Q** : Charge d'exploitation (nom : Q ; nature : exploitation).
- Q_{eau}** : Charge d'exploitation (nom : Q_{eau} ; nature : exploitation)

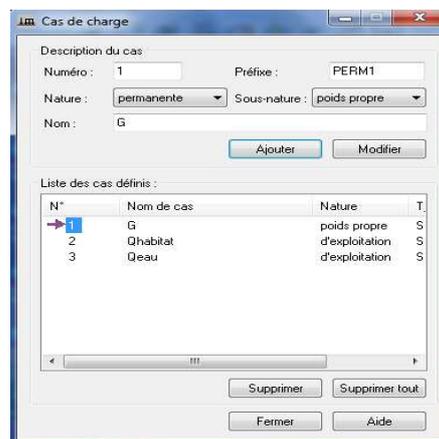


Figure IV.13.a

IV.5.12.b/ Chargement :

✓ Chargement de la structure :

Pour charger notre structure on doit suivre les étapes suivantes :

- On choisit le type de charge G, Q ou bien Q_{eau}, son orientation ainsi que le repère choisi (globale ou local),
- On sélectionne dans le menu « *chargement* » la commande « *définir charge* » ou bien on clic sur , la fenêtre de la figure IV.13.b s'affiche,

- On introduit la valeur de la charge dans la zone « **charge** » puis sur « **ajouter** »,
- on clique sur « **Définir** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie, pour notre cas le plancher étant en dalle pleine on sélectionne le plancher ou on introduit son numéro dans la zone « **appliquer à** »,
- en fin on clic sur appliquer.

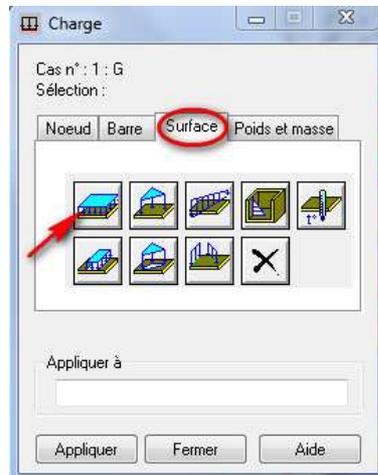


Figure IV.13.b

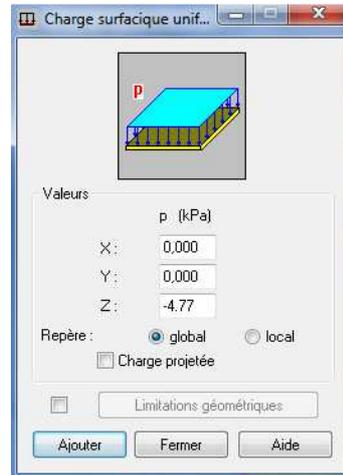


Figure IV.13.c

Remarque : dans le cas des planchers en dalle pleine la commande « **bardage** » n'est pas nécessaire.

✓ Chargement du réservoir : (*Pression hydrostatique*)

L'option Pression hydrostatique sert à définir les charges par pression hydrostatique agissant sur les éléments finis surfaciques sélectionnés. L'option est accessible après un clic

sur l'icône  affichée dans la boîte de dialogue charge (**Figure IV.13.b**).

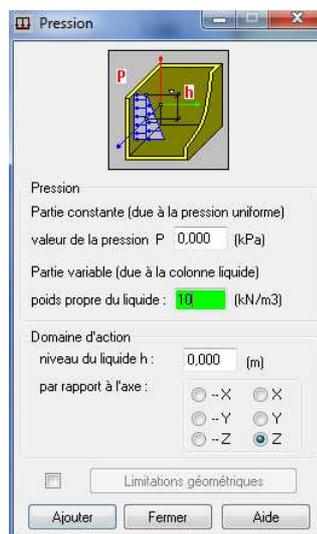


Figure IV.13.d

L'option Pression hydrostatique permet de définir les charges correspondant à la pression d'une colonne de liquide perpendiculaire à la surface de l'élément. La pression peut être uniforme ou varier linéairement. Si le signe (+) précède la valeur de la pression, la pression agit dans la direction du vecteur normal à l'élément fini surfacique ; si le signe (-) précède la valeur de la pression, la pression est contraire à l'orientation du vecteur en question.

La charge peut être uniforme (la pression p et le niveau du liquide h doivent être spécifiés) ou variable. Pour une charge variable, les valeurs suivantes doivent être spécifiées : valeur p de la pression uniforme, gravité spécifique du liquide ($grav$) et niveau de liquide h de base.

- Affectation de la surcharge Q_{eau} :
 - En premier lieu on doit calculer la hauteur de la surface libre du liquide dans le réservoir, pour cela on cherche par tâtonnement la hauteur h_{tot} qui nous donne un volume de 1000 m^3 ,
 - puis pour chaque panneau du réservoir, on calcul la position de son centre de gravité par rapport a la surface libre du liquide (niveau du liquide h),
 - on introduit la valeur de h et le poids propre du liquide (10 kN/ m^3) puis on clic sur « **ajouter** ».
 - On sélectionne le panneau ou on introduit son numéro dans la zone « **appliquer à** »,
 - On applique, on aura alors le résultat suivant :

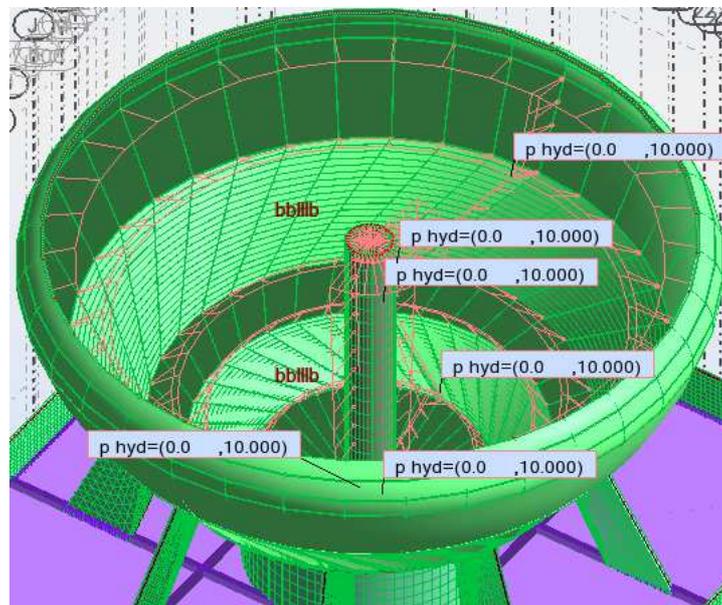


Figure IV.13.e

Les valeurs des différentes charges sont données dans les tableaux suivant, ces tableaux sont accessible a partir de « **chargement** », « **tableau-chargement** ».

- Charge permanente :

Cas	Liste	Valeurs de la charge	Nom du cas	Nature	Type de charge
1	0A563 565A568 570A573 575	PZ Moins Coef=1,000	G	permanente	poids propre
1	510	PZ=-5,770[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	501A519P6 516 522 543	PZ=-4,770[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	57A67P2 437	PZ=-3,665[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	68 69 71A73 442	PZ=-1,540[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	56A66P2 427 429 436	PZ=-3,665[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	70	PZ=-1,540[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	444	PZ=-1,540[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme
1	533	PZ=-1,540[kN/m2]	G	permanente	(EF) surfacique uniforme

- Charge d'exploitation (habitation):

Cas	Liste	Valeurs de la charge	Nom du cas	Nature	Type de charge
2	510	PZ=-1,500[kN/m2]	Q	d'exploitation	(EF) surfacique uniforme
2	501A519P6 516 522 543	PZ=-1,500[kN/m2]	Q	d'exploitation	(EF) surfacique uniforme
2	57A65P2 67A73 437 442	PZ=-2,500[kN/m2]	Q	d'exploitation	(EF) surfacique uniforme
2	56A66P2 427 429 436	PZ=-2,500[kN/m2]	Q	d'exploitation	(EF) surfacique uniforme
2	444	PZ=-2,500[kN/m2]	Q	d'exploitation	(EF) surfacique uniforme
2	533	PZ=-2,500[kN/m2]	Q	d'exploitation	(EF) surfacique uniforme

- Chargement du réservoir :

Cas	Liste	Valeurs de la charge	Nom du cas	Nature	Type de charge
3	534	Gamma=10,000[kN/m3] H=3,475[m] Direction=+Z	Qeau	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique
3	472	Gamma=10,000[kN/m3] H=7,500[m] Direction=+Z	Qeau	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique
3	528	Gamma=10,000[kN/m3] H=6,400[m] Direction=+Z	Qeau	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique
3	474	Gamma=10,000[kN/m3] H=5,400[m] Direction=+Z	Qeau	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique
3	529	Gamma=10,000[kN/m3] H=3,775[m] Direction=+Z	Qeau	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique
3	532	Gamma=10,000[kN/m3] H=1,337[m] Direction=+Z	Qeau	d'exploitation	(EF) pression hydrostatique

IV.5.13/ Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « *Analyse* », On clique sur « *Type d'analyse* » une boite de dialogue apparait :

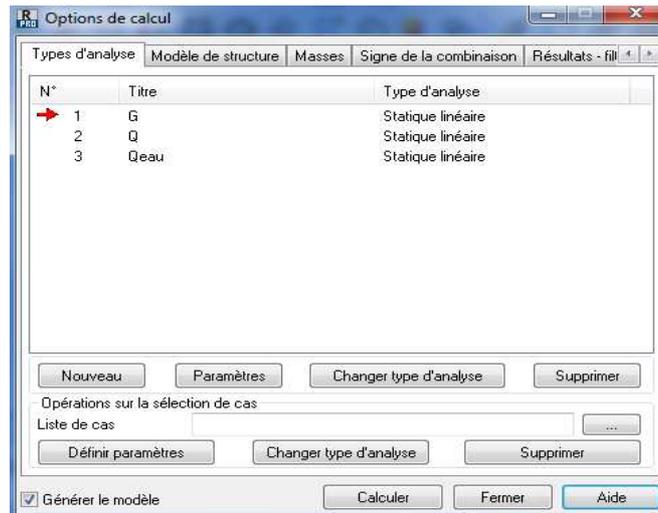


Figure IV.14.a

- ❖ On clique sur « **Nouveau** » et on sélectionne le champ « **Modale** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la boîte suivante :

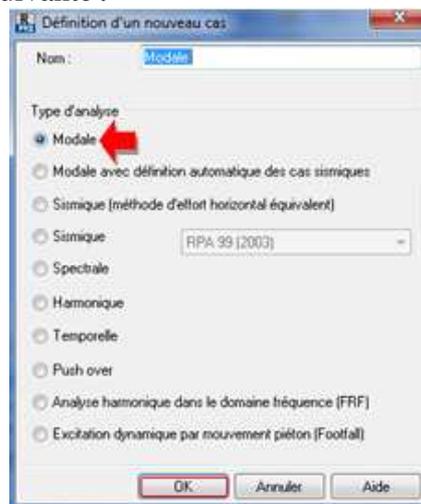


Figure IV.14.b



Figure IV.14.c : paramètre de l'analyse modale

Pour l'analyse modale il faut :

- Définir le nombre de mode,
- Matrices de masse cohérentes,
- Donner la valeur de l'amortissement.

Les paramètres étant définis, on clic sur OK

- ❖ On clique une second fois sur « *Nouveau* », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure (zone, groupe d'usage, facteur de qualité, le site ainsi que le coefficient de comportement) avons de valider on met Z=0 dans « *Définition de la direction* ».

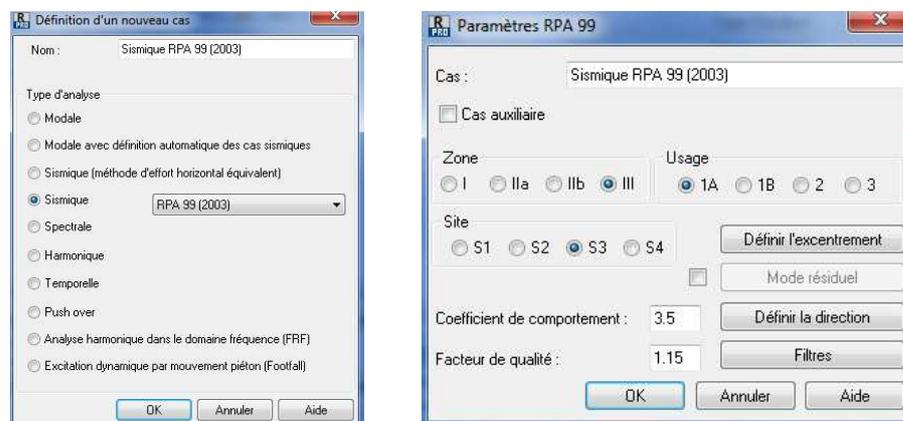


Figure IV.14.d : Définition des paramètres de l'analyse sismique (RPA).

- ❖ Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « *masse* » de la boîte de dialogue « *option de calcul* », on clic sur convertir les cas [...] puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge G ou Q et on clic sur ↑+ puis on ferme. On choisit ensuite la direction de la conversion ainsi que le coefficient, enfin on clic sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

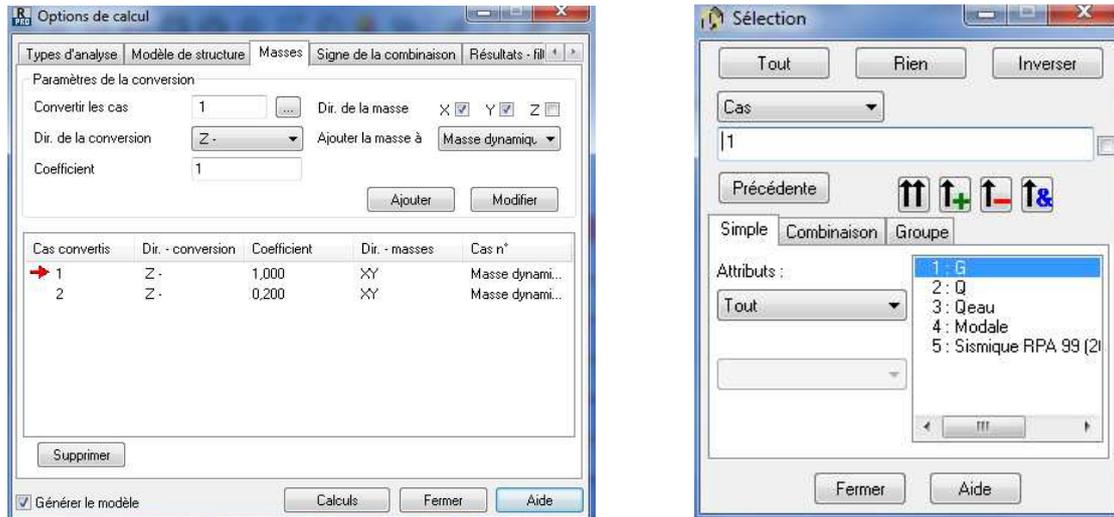


Figure IV.14.e : conversion des charges en masse

Remarque : Dans le cas des structures de type coque ce qui est notre cas, la conversion des charges par pression hydrostatique en masses n'est pas possible.

IV.5.14/ Définition des combinaisons d'actions :

Dans le menu « *chargement* » puis « *combinaison manuel* », on choisit le type de la combinaison et sa nature (Figure IV.15.a).

Exemple : on considère les combinaisons d'actions à l'ELU

On procède comme suite :

- on choisit le type de la combinaison **ELU** (Figure IV.15.a),
- on lui donne un nom (ELU),
- on clic sur paramètres pour définir le type de combinaison sismique,
- dans la nouvelle fenêtre qui apparait on donne la nature **permanente** et le type **CQC**,
- dans la nouvelle fenêtre qui apparait (Figure IV.15.b), on sélectionne **G** puis on introduit le coefficient **1,35** ensuite on clic sur >,
- on refait la même chose pour **Q** avec un coefficient de **1,5**.

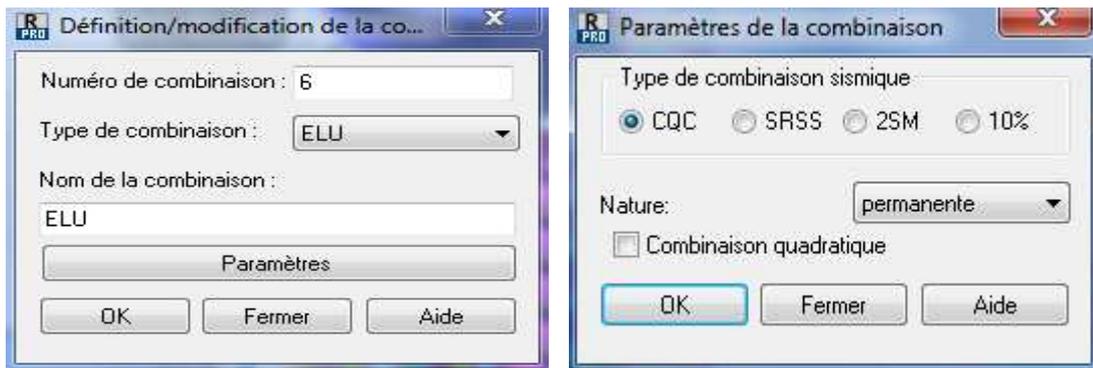


Figure IV.15.a

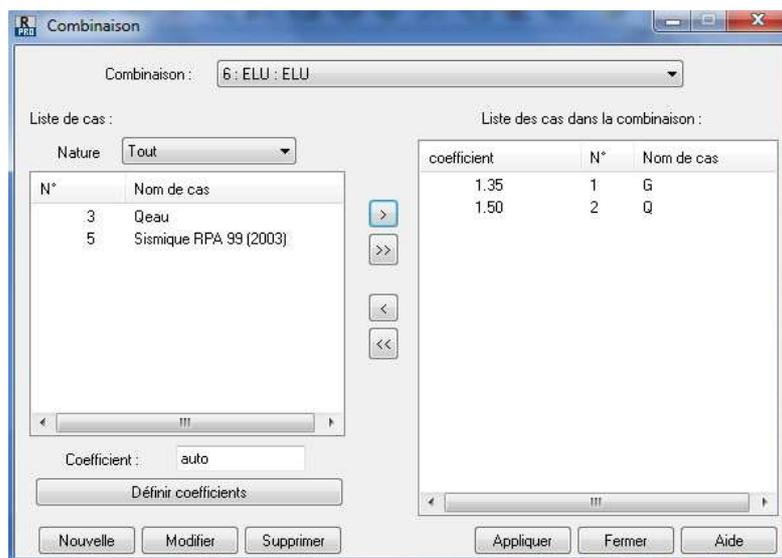


Figure IV.15.b : Définition des combinaisons d'actions

Pour définir une autre combinaison on clic sur *nouvelle*, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

IV.5.15/ Vérification de la structure :

Avant de lancer l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « *analyse* », on clic sur « *vérifier la structure* » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

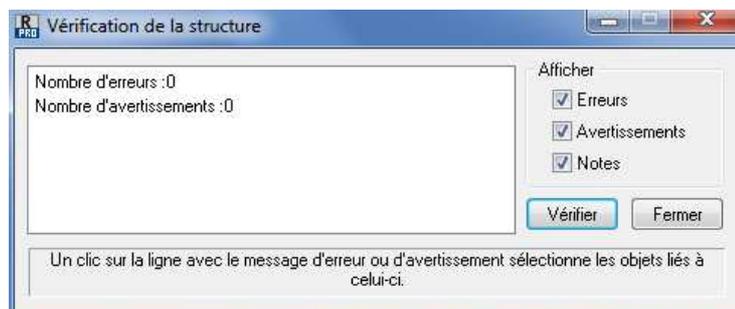


Figure IV.16 : Vérification de la structure

IV.5.16/ Affectation des étages :

L'option Etages permet de définir les étages considérés comme éléments structuraux (sélectionnés automatiquement ou manuellement). Pour une sélection d'éléments, Robot calcule les valeurs des paramètres suivants : masse, centre de gravité et de rigidité, moments d'inertie et excentremments. Ces données sont indispensables pour effectuer les calculs sismiques simplifiés pour plusieurs normes sismiques.

Dans Robot, un étage est défini comme un ensemble d'éléments de la structure (nœuds, barres, panneaux et solides). Lors de la sélection automatique et géométrique, l'étage comprend les éléments situés en totalité dans l'intervalle délimité par les niveaux définis par l'utilisateur (niveaux inférieur et supérieur de l'étage). Cependant, les éléments horizontaux placés sur un niveau inférieur de l'étage appartiennent à l'étage précédent.

La commande étage est accessible à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Cliquez sur le menu Géométrie > Etages > Etages.
- Cliquez sur .

La fenêtre ci-dessous s'affiche :

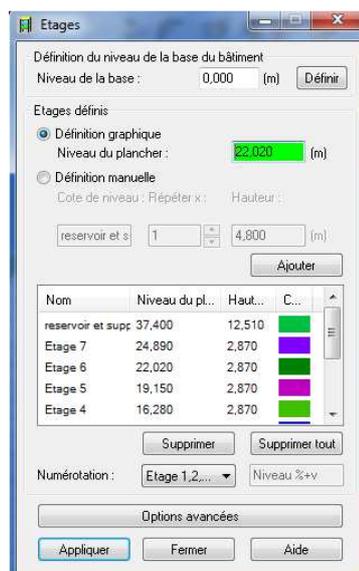


Figure IV.17 : commande étage

Dans la partie supérieure de la boîte de dialogue, il faut définir le niveau de la base du bâtiment. Pour terminer la définition, cliquez sur le bouton Définir.

Le champ Étages définis contient la liste des étages définis. L'étage peut être défini de deux manières :

- *Définition graphique* : après la sélection de cette option, on peut définir les étages en cliquant avec le bouton gauche de la souris dans la zone de dessin. Le niveau du

plancher est saisi dans le champ d'édition, et l'étage défini est ajouté à la liste des étages.

- *Définition manuelle* - après la sélection de cette option, la définition d'un nouvel étage commence par la saisie du niveau dans le champ Cote de niveau, suivie de l'indication du nombre de répétitions, de la hauteur et de la numérotation des étages (on a le choix entre l'une des possibilités suivantes : numérotation numérique, numérotation alphabétique et numérotation définie par l'utilisateur).

Pour définir un nouvel étage, il faut :

1. Indiquez le niveau de la base du bâtiment.
2. Si on veut que les étages se répètent à une hauteur particulière, on indique le nombre de répétitions et la hauteur d'un étage.
3. Indiquer la numérotation dans le champ Numérotation.
4. cliquer sur le bouton Insérer

Pour éliminer un étage, on met en surbrillance l'étage en question dans la liste et on clique sur **Supprimer**. Pour supprimer tous les étages, on clique sur **Supprimer tout**.

La partie centrale de la boîte de dialogue contient les champs permettant la définition des paramètres de l'étage sélectionné :

- Nom de l'étage - par défaut, les étages sont désignés comme suit : Etage n
- Niveau du plancher
- Hauteur de l'étage
- Couleur affectée à un étage - entraîne l'ouverture de la boîte de dialogue de sélection des couleurs.

A la fin de la modélisation on aura ce résultat :

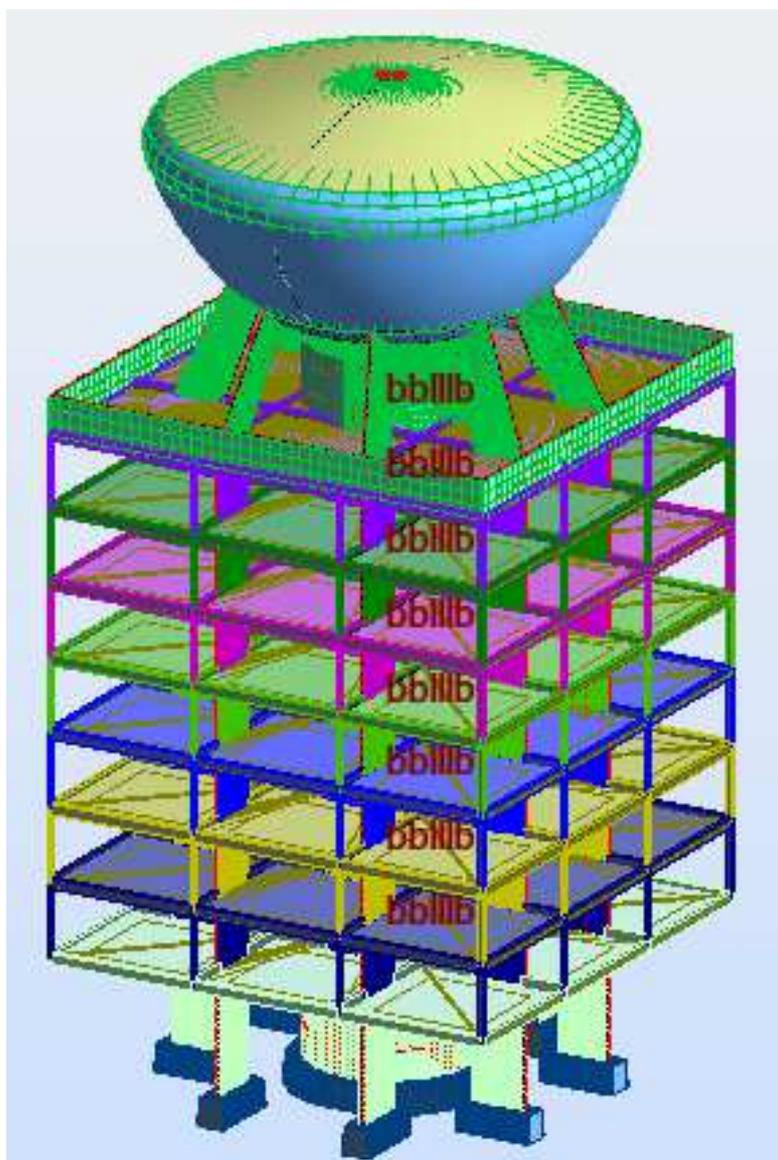


Figure IV.18 : Vue de la structure en 3D

IV.5.17/ Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », on lance l’analyse de la structure en cliquant sur « **calculer** ».

IV. 6/ Exploitation des résultats :

Dans le menu « **résultat** » on clic sur le résultat que l’on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi faire un clic sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l’on veut afficher.



Figure IV.19 : tableau de données et résultats

Le logiciel nous donne plusieurs résultats, allons des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, dans ce qui suit nous allons donner quelques exemples des résultats que l’on exploite le plus.

IV.6.1/ résultats de l’analyse modale (modes propre et périodes) :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « **mode propre** » et les résultats concernant l’analyse modale s’affichent.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	14,083	1,297	94,329	94,272	0,0	44,542	50,426	0,0	3989597,367	3991090,140	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	27	1	27	27	1	6	5	1	1	1	1
MIN	0,771	0,071	5,041	0,280	0,0	0,000	0,004	0,0	3989597,367	3991090,140	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	27	1	1	1	22	23	1	1	1	1

Figure IV.6.1 : Tableau des extrêmes globaux des périodes.

IV.6.2/ Réactions d'appuis :

Même opération précédentes en cochant « **Réaction** ».

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	172,450	139,882	833,301	11,026	9,177	0,500
Noeud	50875	52639	50898	152	139	680
Cas	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-89,164	-94,084	-64,241	-11,249	-7,633	-0,458
Noeud	50876	53083	50072	682	131	156
Cas	8 (C)	8 (C)	3	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Figure IV.6.2 : Tableau des extrêmes globaux des réactions d'appuis

IV.6.3/ Déplacements des nœuds :

Même opération précédentes en cochant « **Déplacements des nœuds** ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	51,824	66,906	12,534	0,102	0,229	0,423
Noeud	48290	51777	50893	48377	6787	7013
Cas	13 (C) (CQC)	8 (C)	6	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode			CQC			
MIN	-96,665	-71,331	-49,239	-0,136	-0,305	-0,091
Noeud	50453	49244	49950	8418	7014	48291
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Figure IV.6.3 : Tableau des extrêmes globaux des déplacements des nœuds

IV.6.4/ Vérifications de la flèche :

Même opération précédentes en cochant « **flèche des barres** ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,000	0,001	0,001
Barre	147	176	291
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode			
MIN	-0,000	-0,344	-0,603
Barre	165	52	316
Cas	6	5	12 (C) (CQC)
Mode	CQC	CQC	

Figure IV.6.4 : Tableau des extrêmes globaux de la flèche des barres

IV.6.5/ Effort dans les barres : Même opération précédentes en cochant « efforts »

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1084,336	1,782	64,853	0,092	1,537	2,676
Barre	170	283	200	170	170	283
Noeud	30	34	7	30	30	34
Cas	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	8 (C)	13 (C) (CQC)	8 (C)	14 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-32,184	-0,400	-64,853	-0,001	-79,079	-0,647
Barre	283	241	206	634	200	241
Noeud	34	6	12	67739	7	6
Cas	3	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Figure IV.6.5

Remarque :

Si on veut afficher les efforts internes dans les poutres par exemple, on les sélectionne, on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats puis on clic sur le bouton droit et on choisi propriétés de l'objet.



Figure IV.20.a : caractéristiques géométriques

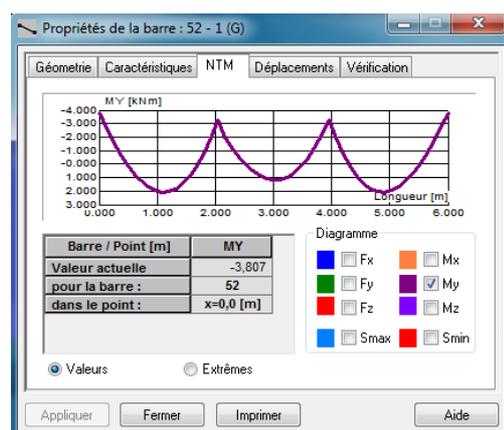


Figure IV.20.b (M.N.T)

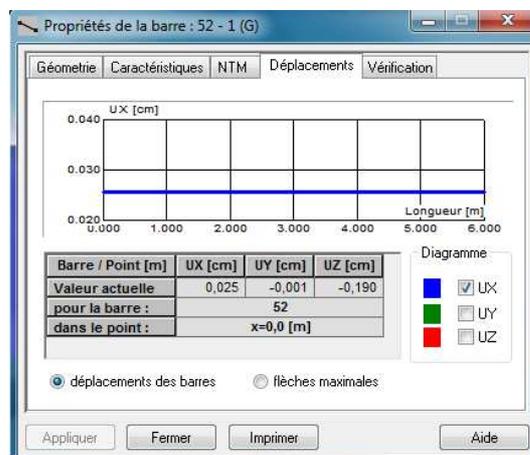


Figure IV.20.c : déplacements

IV.6.6/ Diagrammes des efforts dans les barres :

Dans le menu « *résultat* » on sélectionne « *diagramme-barres* » et on clique sur la case « *paramètre* » pour régler l’affichage des diagrammes, puis on fait notre choix sur les différents onglets (NTM, déformée, contraintes, réactions, ...).

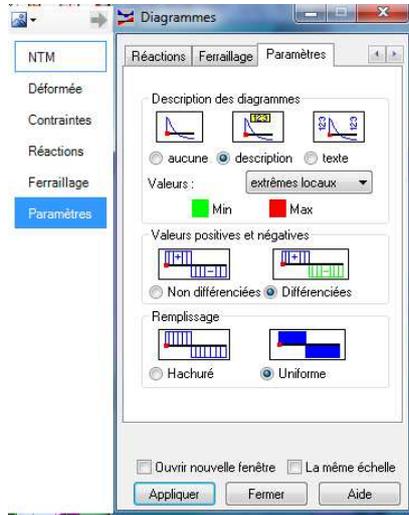


Figure IV.21.a : paramètres des diagrammes



Figure IV.21.b : diagrammes des M.N.T

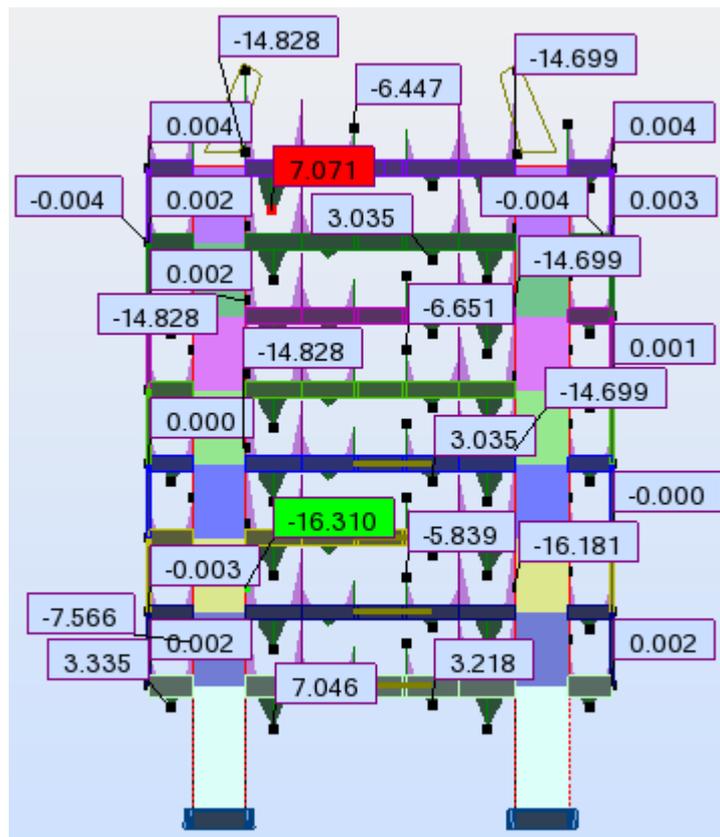


Figure IV.21.c : diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U

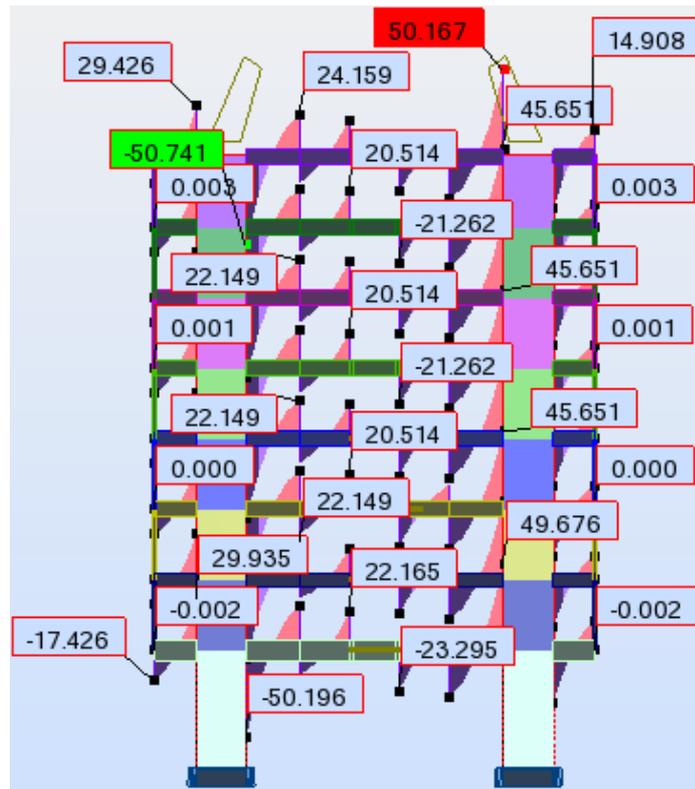


Figure IV.21.d : diagrammes des efforts normaux a l'E.L.U

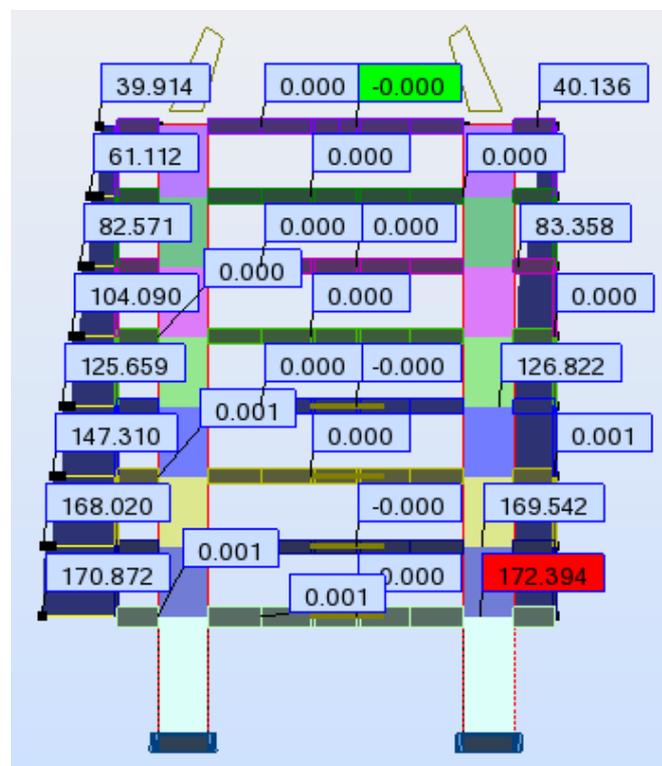


Figure IV.21.e : diagrammes des tranchants FX a l'E.L.U

IV.6.7/ Déformée de la structure :

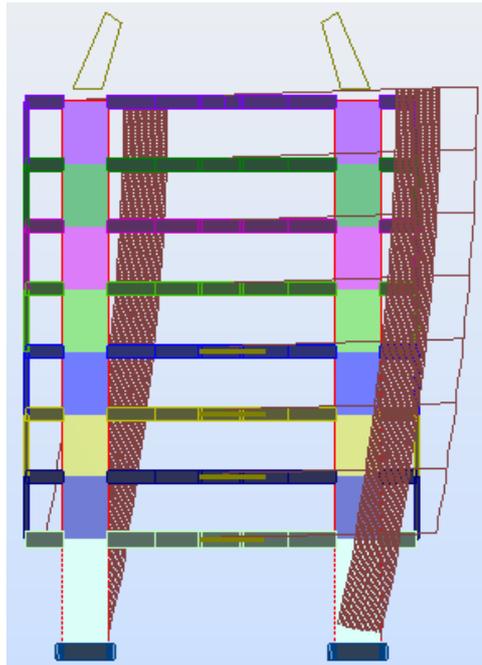


Figure IV.22.a : déformée d'un portique de la structure

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation, pour cela on clic sur « **déformée** », on choisi le mode puis on clic sur « **démarrer** ».

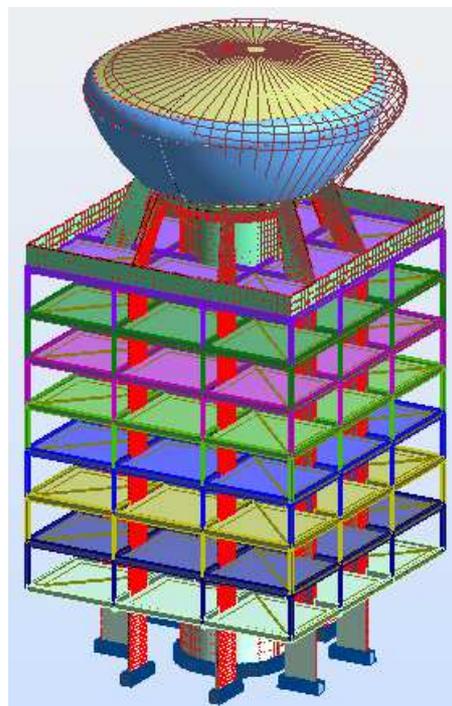


Figure IV.22.b : déformée de la structure sous le premier mode de vibration

IV.6.8/ Efforts dans les voiles :

Dans le menu « résultats », on clique sur « cartographie-panneaux », on coche la case de ce qu'on veut afficher comme résultat et les valeurs s'affichent sur les voiles.

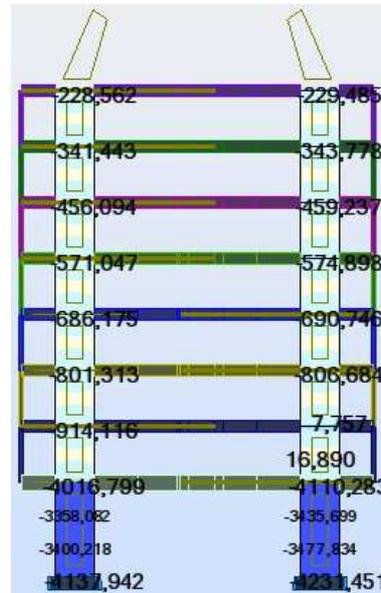


Figure IV.23.a : Commande cartographie

Figure IV.23.b : cartographie des voiles

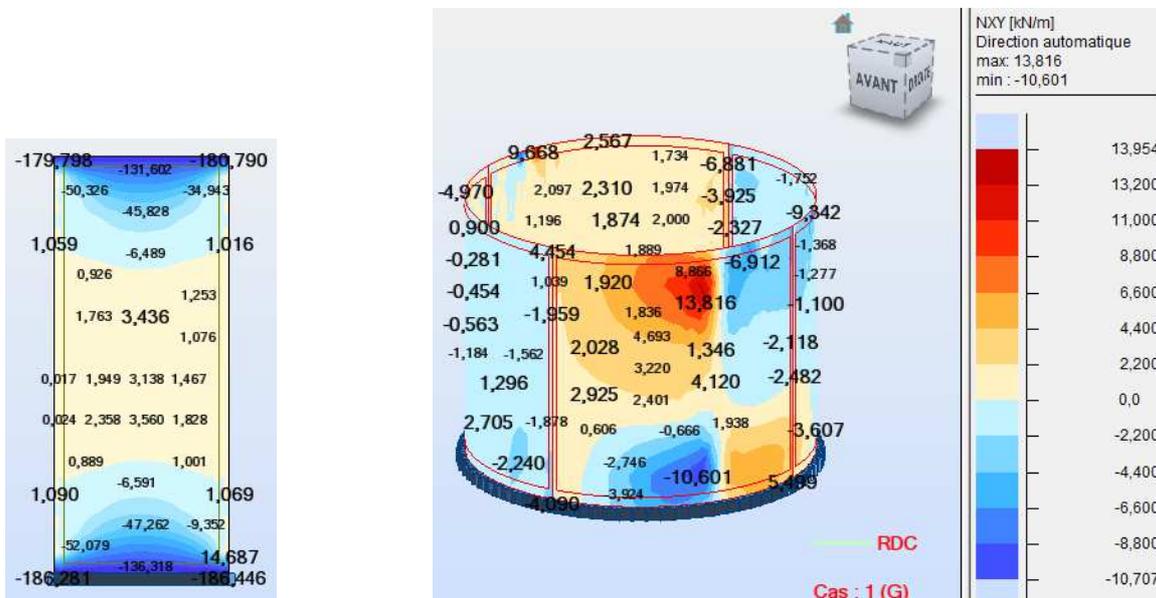


Figure IV.23.c : cartographies des voiles et noyau

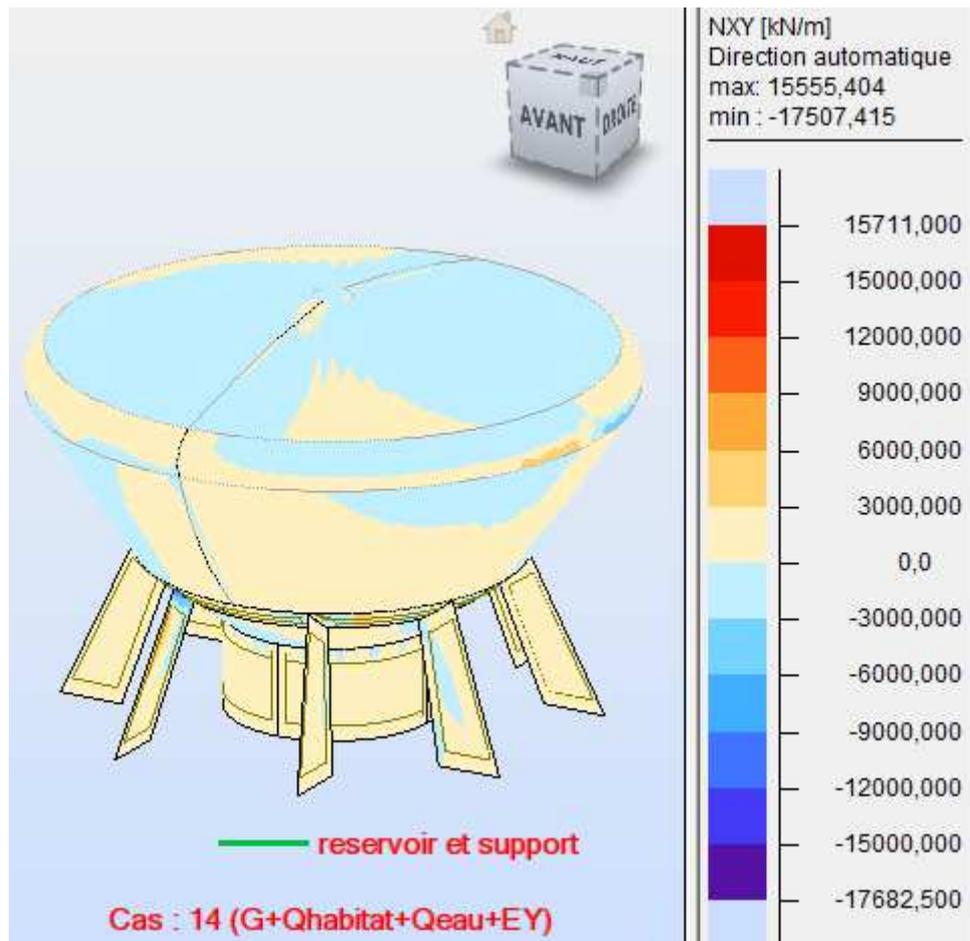


Figure IV.23.d : cartographie du réservoir

Remarque :

On peut afficher la cartographie de chaque panneau (voiles, parois du réservoir, noyau central,...), pour cela on sélectionne le panneau, on choisit la combinaison voulu puis dans la commande cartographie, on coche la case « *ouvrir nouvelle fenêtre avec l'échelle* », on aura alors les résultats des Figures IV.23.c et IV.23.d.

IV.6.9/ Affichage de la note de calcul :

Dans le menu « analyse », « note de calcul » on choisit simplifiée ou complète :

Propriétés du projet: **structure finale**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 8.976 (m)

Y = 8.893 (m)

Z = 18.708 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 133670312.663 (kg*m2)

Iy = 133786215.334 (kg*m2)

Iz = 42667824.034 (kg*m2)

Masse = 997428.069 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 8.942 (m)

Y = 8.896 (m)

Z = 17.075 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

Ix = 191516827.036 (kg*m2)

Iy = 191728844.101 (kg*m2)

Iz = 82714127.140 (kg*m2)

Masse = 1727740.138 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 8.937 (m)

Y = 8.897 (m)

Z = 17.075 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 253317155.819 (kg*m2)

Iy = 253529257.401 (kg*m2)

Iz = 206314869.223 (kg*m2)

Masse = 3989976.332 (kg)

Description de la structure

Nombre de nœuds:	56074
Nombre de barres:	340
Éléments finis linéiques:	605
Éléments finis surfaciques:	55118
Éléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	332586
Cas:	16
Combinaisons:	10

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 3 : Qeau

Type d'analyse: Statique linéaire

Cas 4 : Modale
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex = 5.000 (%)** **ey = 5.000 (%)**

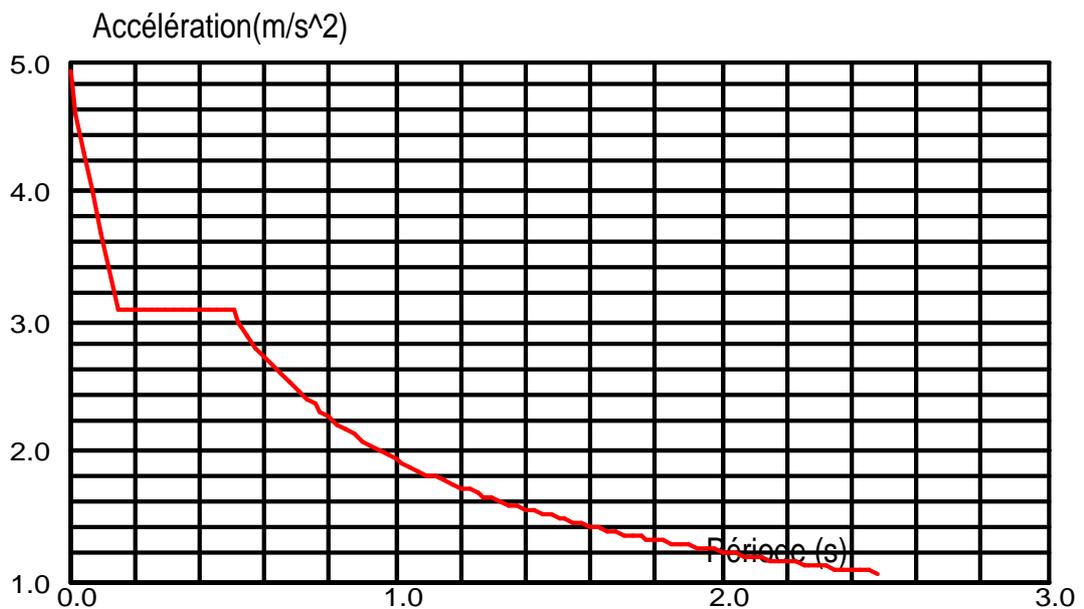
Données:

Mode d'analyse : Modal
Type de matrices de masses : Cohérente
Nombre de modes : 27
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 5 : EX
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000



Données:

Zone : @VAL(ZoneRPA99)
Usage : 1A
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : x = 10.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2 + \xi)]^{0.5} = 0.764$
A = 0.400
T₁ = 0.150 T₂ = 0.500

Cas 6 : EY

Cas 11 : G+Qhabitat+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Qhabitat+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Qhabitat+Qeau+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Qhabitat+Qeau+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0,8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : 0,8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

IV.6.10/ Ferrailage des éléments :

Pour notre cas, on n'a pas à calculer les sections d'armatures des éléments mais on aura besoin de cette partie dans le chapitre réhabilitation.

Robot nous permet de ferrailer les éléments de la structure et pour se faire, on choisit dans le menu « *analyse* », « *dimensionnement élément en BA* », on choisit par exemple « *dimensionnement poteau en BA* » ; après avoir sélectionné un poteau, une boîte de dialogue s'ouvre dans laquelle on choisit sous quelle combinaison le calcul se fera et on valide par OK.

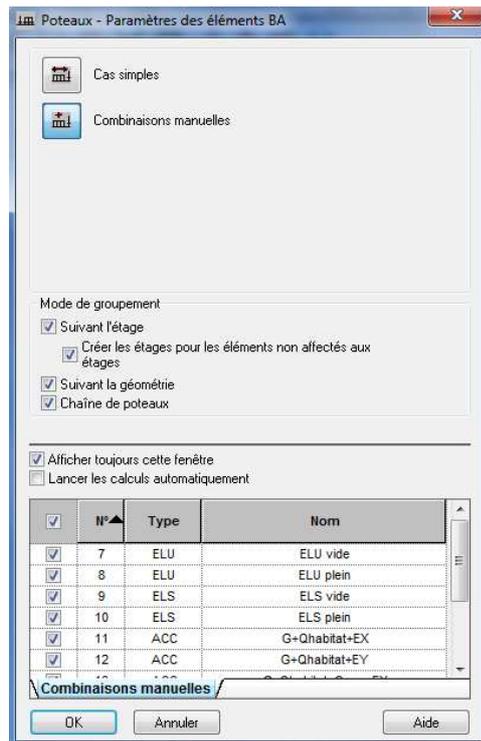


Figure IV.24.a : choix des combinaisons

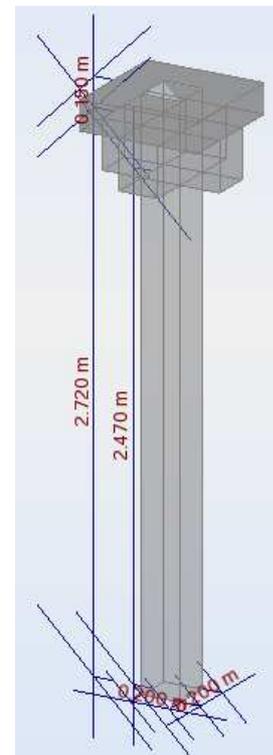


Figure IV.24.b : poteau-vue

Après validation de la première fenêtre, la fenêtre « *poteau-vue* » s'ouvre ou en pourra choisir le type d'armatures et la nuance des aciers , les paramètres de calcul , les paramètres du niveau , la disposition du ferrailage , définir le chargement , lancer le calcul et afficher les résultats (plan d'exécution ).

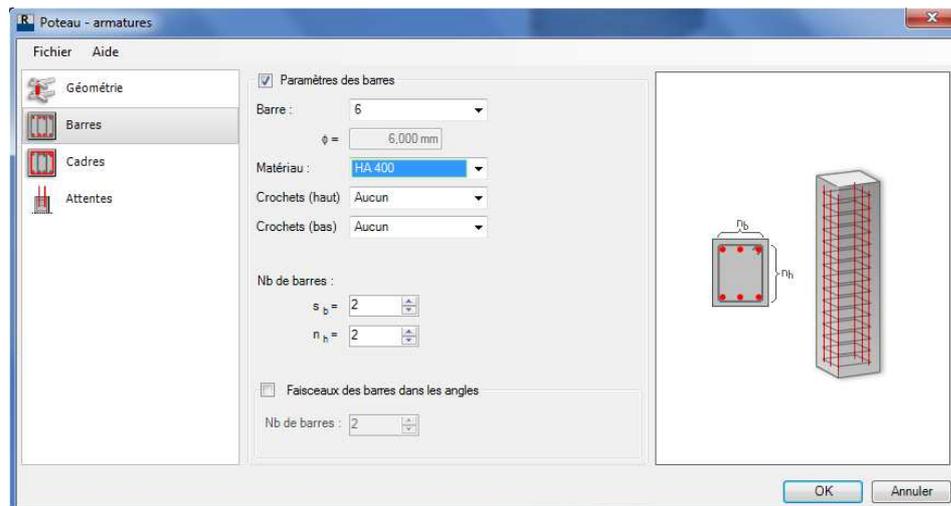


Figure IV.24.c : choix des armatures et leurs nuances

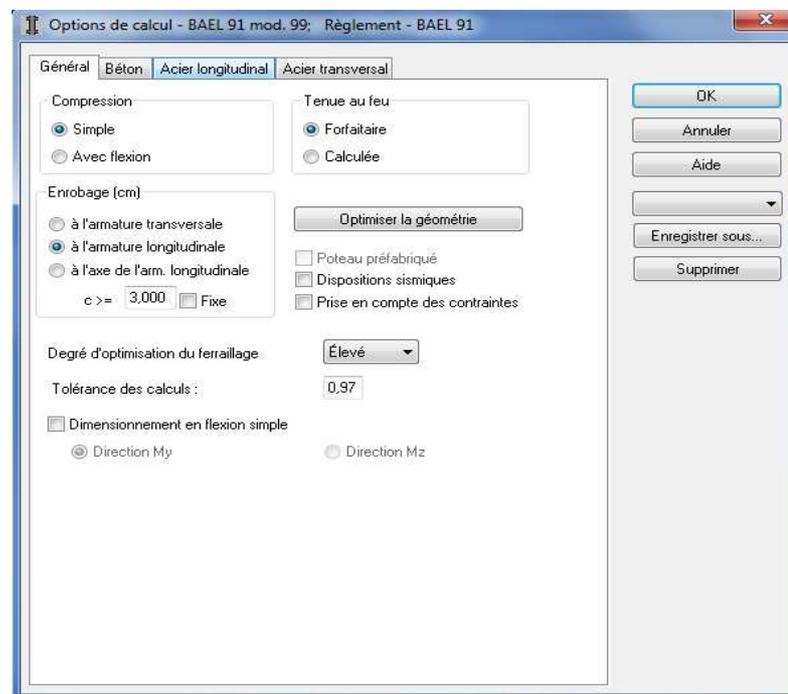


Figure IV.24.d : Définition des options de calcul

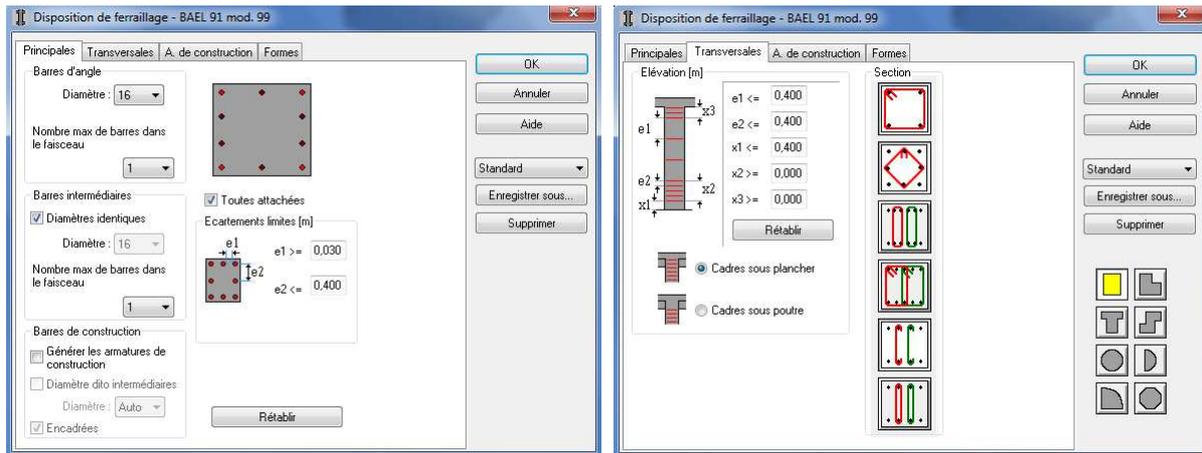


Figure IV.24.e : disposition du ferrailage

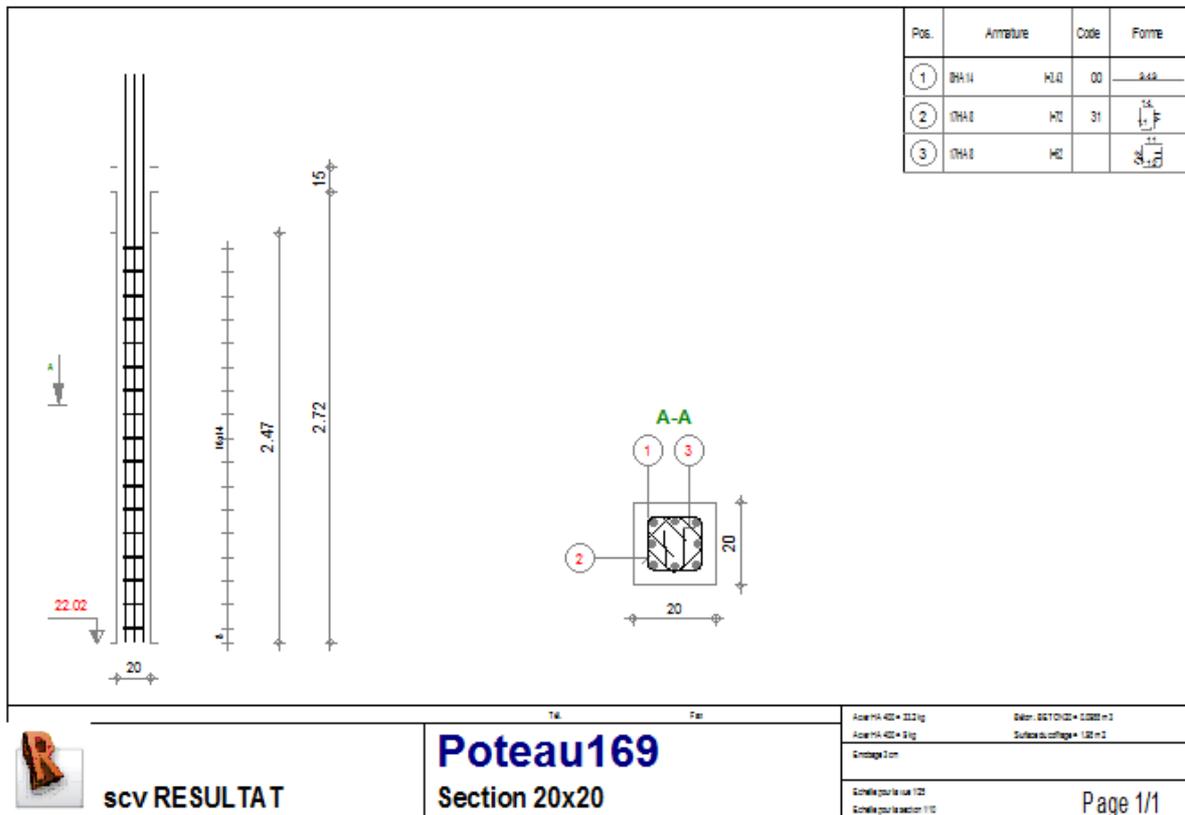


Figure IV.24.f : plan d'exécution du poteau

Conclusion :

A l'issue de ce chapitre, on a pu présenter les principales étapes de la modélisation d'une structure avec le logiciel Robot, posé les hypothèses de la modélisation et du calcul, introduit les différentes charge et surcharge ainsi que les deux spectres (RPA 1988 et le RPA 2003), on a calculé et introduit la charge hydrostatique, levé toutes les erreurs et on a lancé l'analyse.

Problèmes et difficultés rencontrés :

La structure compte 62249 éléments surfacique, 344 éléments barre, 63770 nœuds, 666 éléments finis linéiques ainsi que 387 appuis, ce qui fait au total 127416 éléments, cela nous a donné un file à retorde pendant plus de trois mois de recherche et d'analyse pour pouvoir situé les erreurs matérielles et de modélisation qui empêché d'aboutir à des résultats, au départ on été parti sur le fait que nos machine ne sont pas puissante, puis lorsque on a augmenter ses performances, ya eu le problème de la version du logiciel qui été limitée et un problème du maillage au niveau des voiles porteur du réservoir, alors à chaque fois on devait refaire la modélisation relancer les calculs et débusquer ou se trouvait l'erreur, on a constaté à la fin que les versions V23, V24 et V25 sont des version limité et qu'elles ne peuvent pas analyser des structure avec un nombre aussi important d'éléments.

L'exploitation et l'analyse des résultats nous allons les voir dans les chapitres qui suivent.

V.1/ Introduction :

Dans ce présent chapitre on s’intéressera à l’affichage des résultats (périodes de vibration, déplacements des nœuds, efforts internes...), ainsi que les différentes vérifications ; on comparera aussi les résultats de l’analyse sous les deux spectres (RPA 99 v2003 et le RPA 1988) ; ce qui nous permettra de tirer le vrais diagnostic d’expertise et lancer les actions de réhabilitation.

V.2/ Analyse des résultats :

V.2.a/ Sous le spectre du RPA 2003 :

❖ périodes de vibration :

Elles sont données dans un tableau qui nous permet d’avoir les extrêmes globaux. La période max est de 1.46 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de 0.118s pour le 32^{eme} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	8,447	1,460	90,053	91,235	0,0	22,216	38,040	0,0	3946438,148	3947492,691	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	32	1	32	32	1	3	2	1	1	1	1
MIN	0,685	0,118	17,407	0,344	0,0	0,000	0,000	0,0	3946438,148	3947492,691	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	32	1	1	1	14	16	1	1	1	1

Tableau V.1 : Les périodes de vibration sous le spectre de 2003.

Remarque :

La somme des masses modale a atteint les 90 % de la masse totale, donc on n’a pas à procéder au choix du nombre de mode. [Art 4.3.4 RPA 99 v2003].

✓ **Calcul de la période fondamentale :**

Les formules empirique [(4-6) et (4-7) de l’article 4.2.4. RPA 99 v 2003] a partir desquelles on peut estimer la valeur du periode fondamental (T) de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4} \tag{4-6}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \tag{4.7}$$

Ne peuvent s’appliquer qu’aux bâtiments ordinaires, or notre structure est un ouvrage d’art mixte (bâtiment+réservoir) qui possède un comportement différent d’un bâtiment classique(on est conforté dans notre conclusion par la thèse d’ingénieur faite par les deux demoiselles ARAB Souad et ALLANE Nadia), pour cette raison nous allons utiliser la méthode de la console de RAYLEIGH qui permet le calcul des périodes de vibration d’un ouvrage assimilé à une masse concentrée reposant sur un support de masse non négligeable, on considère que le support est d’une section transversale constante, par la formule suivante :

$$T = 2\pi \left((W' * Z^3) / (3g*EI) \right)^{0.5}$$

Avec :

$$W' = W + (33*P*h_{support} / 140)$$

W : poids de la masse concentrée (poids du réservoir plein dans notre cas).

P : poids du support par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale du support (dans notre cas c'est l'inertie moyenne des étages+inertie des voiles porteurs du réservoir).

E : module de YOUNG du béton armé.

Z : la hauteur de centre de gravité de la masse oscillante par rapport à l'encastrement.

La valeur du centre de gravité est donnée par la formule suivante :

$$Z_g = \sum (P_i * Z_i) / \sum (P_i)$$

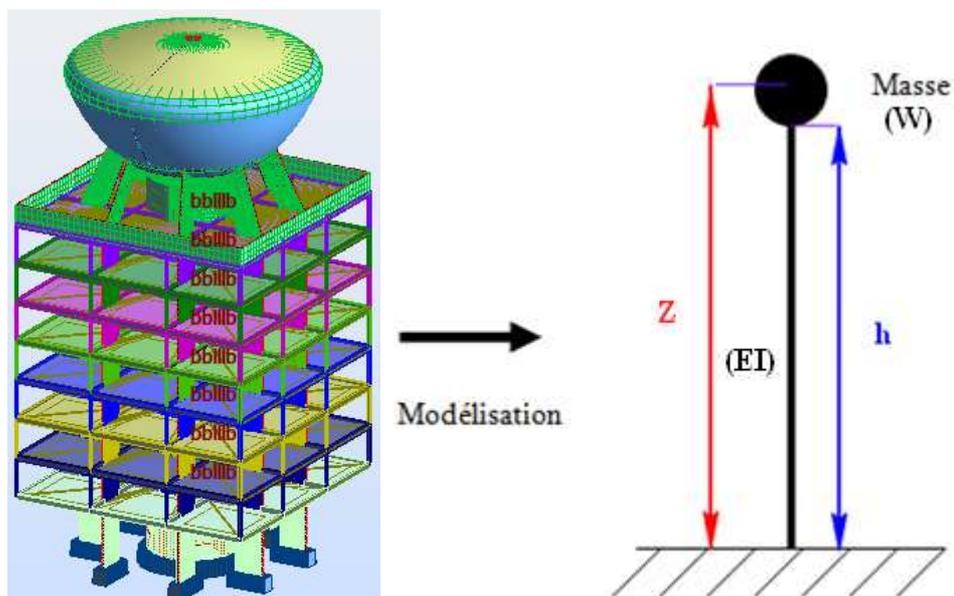


Figure V.1

- Calcul du poids des différentes parties de l'ouvrage :

1. Poids du réservoir :

a) Poids de la calotte sphérique (cuve) :

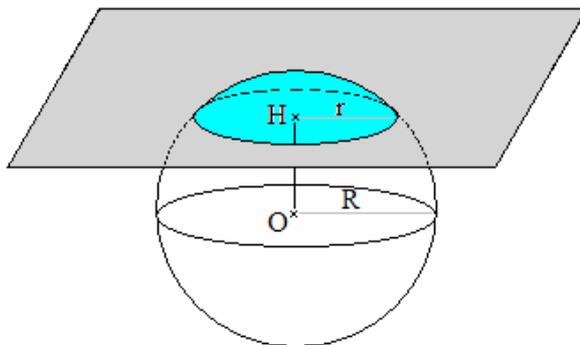


Figure V.2

$$V = \pi * h^2 * (3R - h) / 3$$

En remarquant le lien entre R, h et le rayon de la section : $R^2 = (R - h)^2 + r^2$, soit $h^2 + r^2 = 2hR$, on peut obtenir une autre écritures pour ce volume :

$$V = 1/2 * \pi * h (h^2/3 + r^2)$$

Application numérique :

On calcule le volume extérieur et intérieur et on fait la différence avec :

$$h_{\text{int}}=0,65\text{m}; h_{\text{ext}}=0,9\text{m}; r_{\text{int}}=2,78\text{m}; r_{\text{ext}}=3,16\text{m}$$

$$\text{On aura alors } V=V_{\text{ext}}-V_{\text{int}}=6,264\text{m}^3$$

Finalement le poids de la calotte sphérique sera égal a :

$$P=6,264*25=156,6\text{kN}$$

b) poids des parois du réservoir :

On obtiendra ce résultat par différence des volumes entre les deux calottes de rayon r et r' ($r > r'$) on utilisant la formule suivante :

$$V=1/2* \pi*h (r'^2+h^2/3+r^2)$$

On divise les parois du réservoir selon leurs épaisseurs en quatre (04) segments sphériques et a chaque fois on calcule le volume extérieur et intérieur de chaque segment, on aura alors :

$$V=V1+V2+V3+V4$$

$$V=9,37+14,35+76,39+12,83=112,94 \text{ m}^3$$

Finalement le poids des parois du réservoir sera égal a :

$$P=112,94*25=2823,5\text{kN}$$

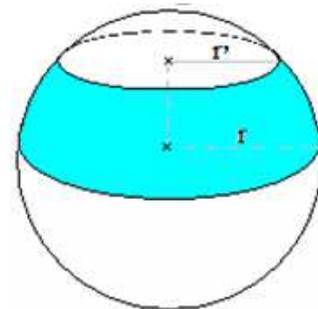


Figure V.3

c) Poids de la coupole :

Le poids de la coupole sera calculé de la même manière que la cuve avec :

$$h_{\text{int}}=1,5\text{m}; h_{\text{ext}}=1,6\text{m}; r_{\text{int}}=8,2\text{m}; r_{\text{ext}}=8,45\text{m}$$

Application numérique :

$$V=1/2* \pi*h (h^2/3+r^2)$$

$$\text{On aura } V=V_{\text{ext}}-V_{\text{int}}-V_{\text{cylindre}}=181,51-160,12-0,0785=21,31 \text{ m}^3$$

Finalement le poids de la coupole sera égal a :

$$P=21,31*25=532,75\text{kN}$$

d) Poids de la cheminée :

La cheminée a une forme tronc de cône extérieurement et un cylindre intérieurement, son volume sera la différence entre son volume extérieur et intérieur.

- $V_{\text{tronc de cône}} = [\pi * c * (a^2 + a * b + b^2)] / 3$

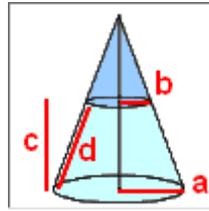


Figure V.4

Application numérique :

$$V_{\text{tronc de cône}} = [\pi * 8,75 * (0,7^2 + 0,7 * 0,6 + 0,6^2)] / 3 = 11,63 \text{ m}^3$$

- $V_{\text{cylindre}} = \pi * a^2 * b$

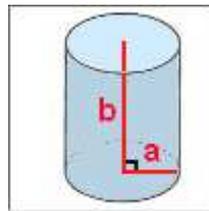


Figure V.5

Application numérique :

$$V_{\text{cylindre}} = \pi * 0,5^2 * 8,75 = 6,869 \text{ m}^3$$

Finalement on aura le volume de la cheminée comme suite :

$$V_{\text{cheminée}} = V_{\text{tronc de cône}} - V_{\text{cylindre}}$$

Application numérique :

$$V_{\text{cheminée}} = 4,761 \text{ m}^3$$

Le poids de la cheminée sera alors égal a :

$$P = 4,761 * 25 = 119,025 \text{ kN}$$

On fin le poids total du réservoir vide sera égal a :

$$P_{\text{tot}} = 119,025 + 532,75 + 2823,5 + 156,6 = 3631,875 \text{ kN}$$

2. poids de l'eau :

On a : $V_{\text{eau}} = 1000 \text{ m}^3$

$$P_{\text{eau}} = 1000 * 10 = 10000 \text{ kN}$$

3. poids du réservoir plein :

$$W = P = P_{\text{eau}} + P_{\text{réservoir vide}} = 13631,875 \text{ kN}$$

4. poids du support par unité de longueur :

Le poids du support = poids des voiles porteur du réservoir + poids de tous les étages

Ou bien :

Le poids du support = poids de toute la structure - poids du réservoir plein

$$P_{\text{support}} = 169687,332 - 13631,875 = 156055,457 \text{ kN}$$

5. Calcul de W' :

$$W' = W + (33 * P_{\text{support}} * h_{\text{support}} / 140)$$

Application numérique :

$$W' = 13631,875 + (33 * 156055,457 * 29,7 / 140)$$

$$W' = 1106131,542 \text{ kN}$$

6. Calcul de la période :

$$T = 2 * \pi * ((W' * Z_g^3) / (3 * g * EI))^{0.5}$$

Application numérique :

$$T = 2 * \pi * [(1106131,542 * 32,445^3) / (3 * 10 * 406159,837 * 29858.594)]^{0.5} = 2,025 \text{ s}$$

Finalement :

$T_{\text{calculé}} = 2,025 \text{ s} > T_{\text{robot}} = 1,46 \text{ s}$

Remarque :

Les valeurs du moment d'inertie I , le poids des étages $P_{\text{étage}}$, le centre de gravité du réservoir Z_g ainsi que la hauteur du support h_{support} sont toutes des données extraites des fichiers résultats du logiciel robot notamment grâce à la commande résultats par étage accessible à partir de « *résultats-étages-valeurs* » et note de calcul complète accessible à partir de « *analyse - note de calcul - note de calcul complète* » .

L'article [4.2.4 du RPA99 v2003] exige que « Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% » c'est-à-dire que $T + 0,3T > T_{\text{robot}}$.

Application numérique :

$$T+0,3T = 2,025 + 0,3 \cdot 2,025 = 2,63s > T_{\text{robot}} = 1,46s \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [Article : 4.3.6]

➤ **Calcul de la force sismique totale:** [RPA 2003 Article : 4.2.3]

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA99 v2003 [formule 4-1]}$$

Avec :

- Coefficient de comportement global du bâtiment $R=3,5$
- Coefficient d'accélération de la zone : $A=0,4$ (groupe d'usage 1A, zone III) tableau 4.1 [RPA 99 version 2003].
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site S3 (site meuble) :

$$T_1=0,15 \text{ s} \quad ; \quad T_2=0,50 \text{ s}$$

- Q : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule 4-4

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,15$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) :

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

- Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0,764 > 0,7$

Avec :

$$\xi = 10\% \text{ [(remplissage en béton armé/maçonnerie) tableau 4.2 RPA99 V 2003]}$$

$$T_2=0,5s \Rightarrow T_2 < T < 3,0s \Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \cdot 0,764 \cdot (0,5/2,025)^{\frac{2}{3}} = 0,752$$

- $W_t = 169687,332 \text{ kN}$

On aura finalement :

$$V_{st} = \frac{0,4 * 0,752 * 1,15}{3,5} * 169687,332$$

$$V_{st} = 16764,9615 \text{ kN}$$

➤ Vérification de l'effort sismique dynamique : V_d

On doit vérifier que : $V_d \geq 0.8 V_{st}$

Sens	V_{st} (KN)	$0.8 V_{st}$ (KN)	V_d (KN)	Observation
Sens-X	16764,9615	13411,9692	1839,044	Non vérifiée
Sens-Y	16764,9615	13411,9692	10248,988	Non Vérifiée

Tableau V.2

✓ Vérification des déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	67,226	87,138	17,560	0,177	0,212	0,442
Noeud	48290	51778	52217	5346	6787	7013
Cas	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-103,129	-62,079	-60,816	-0,136	-0,283	-0,151
Noeud	50454	49244	49950	8418	7014	21765
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Tableau V.3 : extrêmes globaux des déplacements des nœuds

Note : Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont calculés comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad [\text{Art 4.4.3 RPA99 version 2003 page 37}]$$

Avec :

$R = 3,5$ (Coefficient de comportement).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

Vérification :

D'après [Art 5.10 RPA99 v2003], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre structure :

$ht_{RDC} = 4,8 \text{ m}$ Le déplacement max $U \leq 4,8 \text{ cm}$

$ht_{e.courant} = 2,87 \text{ m}$ Le déplacement max $U \leq 2,87 \text{ cm}$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta U = U_k - U_{k-1}$$

La vérification des déplacements est résumée dans le tableau suivant :

Niveau	déplacement des niveaux		déplacements relatifs des niveaux		vérification
	Max UX[cm]	Max UY[cm]	ΔUX [cm]	ΔUY [cm]	
7	0,378	0,05	/	/	/
6	0,304	0,029	0,074	0,021	vérifié
5	0,239	0,019	0,065	0,01	vérifié
4	0,186	0,016	0,053	0,003	vérifié
3	0,137	0,014	0,049	0,002	vérifié
2	0,092	0,014	0,045	0	vérifié
1	0,055	0,021	0,037	-0,007	vérifié
RDC	0,04	0,014	0,015	0,007	vérifié

Tableau V.4: Vérification des déplacements (RPA99).

✓ Les excentricités [Art 4.2.7 RPA 99 version 2003]:

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau ($0,05 * 17,8 = 0,89m$).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a. Les excentricités théoriques ($ex_0; ey_0$) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	ex_0 [m]	ey_0 [m]
1/ 1	RDC	0,258	0,298
1/ 2	Etage 1	0,528	0,119
1/ 3	Etage 2	0,062	0,034
1/ 4	Etage 3	0,388	0,298
1/ 5	Etage 4	0,384	0,300
1/ 6	Etage 5	0,384	0,300
1/ 7	Etage 6	0,298	0,428
1/ 8	Etage 7	0,433	0,004
1/ 9	voir et support	0,055	0,001
2/ 1	RDC	0,258	0,298
2/ 2	Etage 1	0,528	0,119
2/ 3	Etage 2	0,062	0,034
2/ 4	Etage 3	0,388	0,298
2/ 5	Etage 4	0,384	0,300
2/ 6	Etage 5	0,384	0,300
2/ 7	Etage 6	0,298	0,428
2/ 8	Etage 7	0,433	0,004
2/ 9	voir et support	0,055	0,001
3/ 1	RDC	0,258	0,298
3/ 2	Etage 1	0,528	0,119
3/ 3	Etage 2	0,062	0,034
3/ 4	Etage 3	0,388	0,298
3/ 5	Etage 4	0,384	0,300
3/ 6	Etage 5	0,384	0,300
3/ 7	Etage 6	0,298	0,428
3/ 8	Etage 7	0,433	0,004
3/ 9	voir et support	0,055	0,001

Tableau V.5 : excentricités théoriques.

b- Les excentricités accidentelles ($ex1;ey1$) :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	RDC	23A828 842A84		17,800	17,800	0,890	0,890
2	Etage 1	806 829 830 845		17,800	17,800	0,890	0,890
3	Etage 2	02 831 832 846		17,800	17,800	0,890	0,890
4	Etage 3	798 833 834 847		17,800	17,800	0,890	0,890
5	Etage 4	4 835 836 848		17,800	17,800	0,890	0,890
6	Etage 5	837 838 849		17,800	17,800	0,890	0,890
7	Etage 6	6 839 840 850		17,800	17,800	0,890	0,890
8	Etage 7	779A782 841		17,800	17,800	0,890	0,890
9	voir et support	A776 807A811		17,800	17,800	0,890	0,890

Tableau V.6: excentricités accidentelles

✓ Les efforts internes dans les différents éléments :

Les extrêmes globaux des efforts sont résumés dans le tableau ci-dessous et selon les différentes combinaisons :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	644,762	105,194	710,094	96,844	823,757	152,937
Barre	254	13	55	225	55	13
Noeud	27	2	115	38	115	2
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						
MIN	-701,433	-97,194	-536,774	-160,802	-990,480	-148,969
Barre	169	269	362	632	586	13
Noeud	29	3	115	19	115	16
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Tableau V.7 : extrêmes globaux des efforts

V.3.b/ Sous le spectre de 1988 :

❖ périodes de vibration :

On retrouve les mêmes périodes que sous le spectre de 2003, elles sont données dans un tableau qui nous permet d'avoir les extrêmes globaux. La période max est de 1,46s pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de 0.118s pour le 32^{eme} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	8,447	1,460	90,053	91,235	0,0	22,217	38,041	0,0	3946438,148	3947492,690	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	32	1	32	32	1	3	2	1	1	1	1
MIN	0,685	0,118	17,407	0,344	0,0	0,000	0,000	0,0	3946438,148	3947492,690	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	32	1	1	1	14	16	1	1	1	1

Tableau V.8 : extrêmes globaux des périodes

✓ **Calcul de la force sismique totale:** [RPA 1988 Article : 3.2.1.3]

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

$$V_{st} = A * D * B * Q * W_T \quad \text{RPA88 [formule 3-2]}$$

Avec :

- Coefficient de comportement global du bâtiment $B = 1/3$ (catégorie 5) tableau 3 [3.2.1.3.3 RPA 88].
- Coefficient d'accélération de la zone : $A = 0,25$ (groupe d'usage 1, zone II) tableau 1 [3.2.1.3.1 RPA 88].
- Q : facteur de qualité, sa valeur est donnée par la formule 3-3 et le tableau 4 (valeur de la pénalité Pq) [3.2.1.3.4 RPA 88]

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,15$$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est donné par le spectre de réponse représenté à la [figure 4 page 33] et au tableau 2 du RPA88, il peut être calculé par la formule :

$$D = 1,26 / \sqrt[3]{T^2} \text{ (sol meuble)}$$

$D = 0,979$ (on peut vérifier en interpolant entre les valeurs données dans le tableau 2 entre D donné à $T = 1,4$ et $T = 1,5$)

- $W_t = 169687,332$ KN (donné par robot)

Application numérique :

$$V_{st} = 0,25 * 0,979 * 1/3 * 1,15 * 169687,332 = 15920,207 \text{ kN}$$

Vérification : on doit vérifier que :

$$V_d \geq 0,6 V_{st}$$

Sens	V_{st} (KN)	$0,6 V_{st}$ (KN)	V_d (KN)	Observation
Sens-X	15920,207	9552,124	5693,842	Non vérifiée
Sens-Y	15920,207	9552,124	9373,164	Non Vérifiée

Tableau V.9: vérification des efforts tranchants à la base

✓ Vérification des déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	39,687	70,018	5,868	0,177	0,206	0,407
Noeud	48298	51777	52217	5346	6787	7013
Cas	8 (C)	8 (C)	13 (C) (CQC)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						
MIN	-103,129	-62,079	-60,816	-0,136	-0,283	-0,151
Noeud	50454	49244	49950	8418	7014	21765
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Tableau V.10 : extrêmes globaux des déplacements des nœuds

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,75% de la hauteur d'étage.

Pour notre structure :

$ht_{RDC}=4,8\text{ m}$ Le déplacement max $U \leq 3,6\text{ cm}$

$ht_{e.courant}=2,87\text{ m}$ Le déplacement max $U \leq 2,153\text{ cm}$

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à :

$$\Delta U = U_k - U_{k-1}$$

La vérification des déplacements est résumée dans le tableau suivant :

Niveau	déplacement des niveaux		déplacements relatifs des niveaux		vérification
	Max UX[cm]	Max UY[cm]	ΔUX [cm]	ΔUY [cm]	
7	0,378	0,05	/	/	/
6	0,304	0,029	0,074	0,021	vérifié
5	0,239	0,019	0,065	0,01	vérifié
4	0,186	0,016	0,053	0,003	vérifié
3	0,137	0,014	0,049	0,002	vérifié
2	0,092	0,014	0,045	0	vérifié
1	0,054	0,021	0,038	-0,007	vérifié
RDC	0,04	0,014	0,014	0,007	vérifié

Tableau V.11 : Vérification des déplacements (RPA88).

✓ Les excentricités [Art 3.2.1.2.d RPA88]:

La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 25% de la largeur effective du bâtiment ou bloc mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a. Les excentricités théoriques ($ex_0;ey_0$) :

Cas/Etage	Nom	ex_0 [m]	ey_0 [m]
1/ 1	RDC	0,258	0,298
1/ 2	Etage 1	0,528	0,119
1/ 3	Etage 2	0,062	0,034
1/ 4	Etage 3	0,388	0,298
1/ 5	Etage 4	0,384	0,300
1/ 6	Etage 5	0,384	0,300
1/ 7	Etage 6	0,298	0,428
1/ 8	Etage 7	0,433	0,004
1/ 9	reservoir et support	0,055	0,001
2/ 1	RDC	0,258	0,298
2/ 2	Etage 1	0,528	0,119
2/ 3	Etage 2	0,062	0,034
2/ 4	Etage 3	0,388	0,298
2/ 5	Etage 4	0,384	0,300
2/ 6	Etage 5	0,384	0,300
2/ 7	Etage 6	0,298	0,428
2/ 8	Etage 7	0,433	0,004
2/ 9	reservoir et support	0,055	0,001
3/ 1	RDC	0,258	0,298
3/ 2	Etage 1	0,528	0,119
3/ 3	Etage 2	0,062	0,034
3/ 4	Etage 3	0,388	0,298
3/ 5	Etage 4	0,384	0,300
3/ 6	Etage 5	0,384	0,300
3/ 7	Etage 6	0,298	0,428
3/ 8	Etage 7	0,433	0,004
3/ 9	reservoir et support	0,055	0,001

Tableau V.12 : excentricités théoriques.

b. Les excentricités accidentelles ($ex_1;ey_1$) :

Etage	Nom	L_x [m]	L_y [m]	ex_1 [m]	ey_1 [m]
1	RDC	17,800	17,800	0,890	0,890
2	Etage 1	17,800	17,800	0,890	0,890
3	Etage 2	17,800	17,800	0,890	0,890
4	Etage 3	17,800	17,800	0,890	0,890
5	Etage 4	17,800	17,800	0,890	0,890
6	Etage 5	17,800	17,800	0,890	0,890
7	Etage 6	17,800	17,800	0,890	0,890
8	Etage 7	17,800	17,800	0,890	0,890
9	voir et support	17,800	17,800	0,890	0,890

Tableau V.13 : excentricités accidentelles

✓ Les efforts internes dans les différents éléments :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	644,763	105,194	710,094	96,844	823,756	152,937
Barre	254	13	55	225	55	13
Noeud	27	2	115	38	115	2
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						
MIN	-701,433	-97,194	-536,774	-160,802	-990,480	-148,969
Barre	169	269	362	632	586	13
Noeud	29	3	115	19	115	16
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Tableau V.14 : extrêmes globaux des efforts

V.4/ Comparaison des résultats sous les deux spectres :

Dans cette partie on s'intéressera aux éléments ayant subi des dommages a fin de comprendre leurs causes, on cherchera aussi pour quoi ces dommages ont touché certain éléments et pas d'autre.

Remarque :

- Après analyse des différentes combinaisons on retrouve que les cas les plus défavorables sont donnés par les deux combinaisons ci-dessous :
 - G+Q+Qeau+EX
 - G+Q+Qeau+EY

Donc dans ce qui suit on s'intéressera seulement à ces deux cas.

- Les résultats concernant le noyau central et les voiles seront affichés sous forme de cartographies, pour ce fait on utilisera la commande **cartographie des panneaux** dans le menu **résultat** après sélection des éléments à étudier.
- Chaque élément possède son propre repère (repère local), pour éviter de faire des erreurs lors de l'exploitation des résultats on doit définir la direction principale du système de coordonnées (plus précisément, pour définir l'axe x). Toutes les valeurs de résultat seront données dans ce système de coordonnées pivoté, pour cela on doit suivre ces étapes :
 - On sélectionne l'élément,
 - On affiche la cartographie de l'élément,
 - Dans la boîte de dialogue **cartographie** on choisit la direction de l'axe **x** du repère local suivant l'axe **Z** en coordonnées cartésiennes puis on valide.



Figure V.6.a

V.4.a/ cartographie des efforts internes du noyau central :

1) Combinaison G+Q+Qeau+EY

▪ RDC :

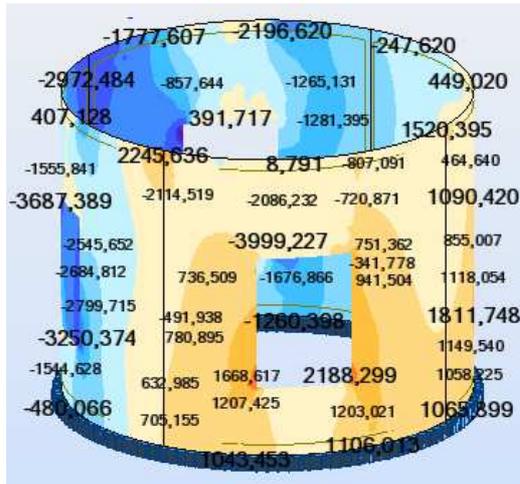


Figure V.6.b.1 (Nxx RPA 88)

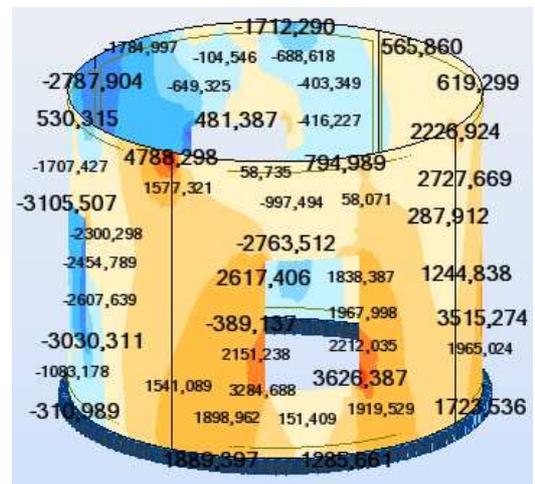


Figure V.6.b.2 (Nxx RPA 2003)

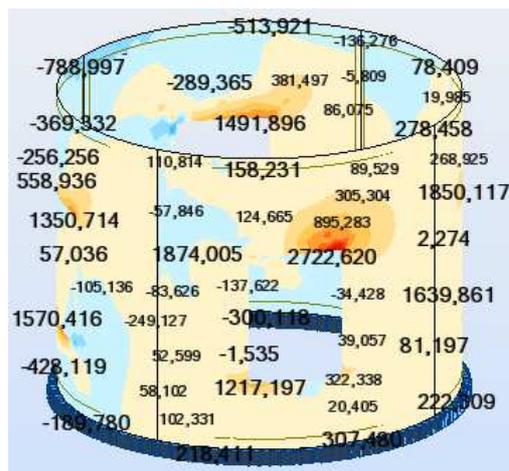


Figure V.6.c.1 (Nyy RPA 88)

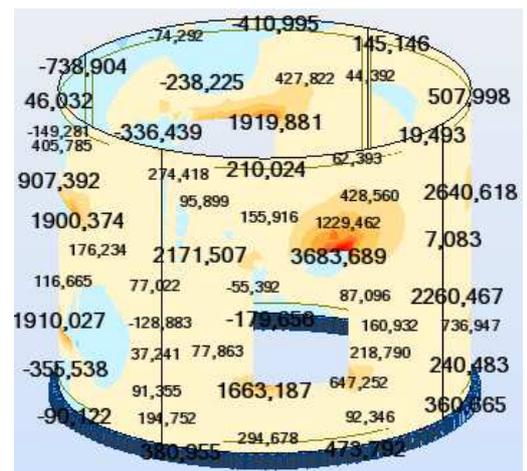


Figure V.6.c.2 (Nyy RPA 2003)

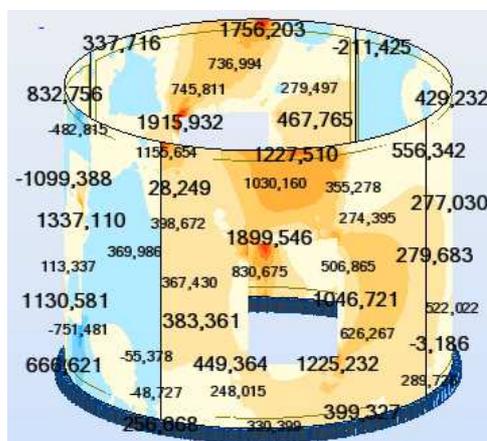


Figure V.6.d.1 (Nxy RPA 88)

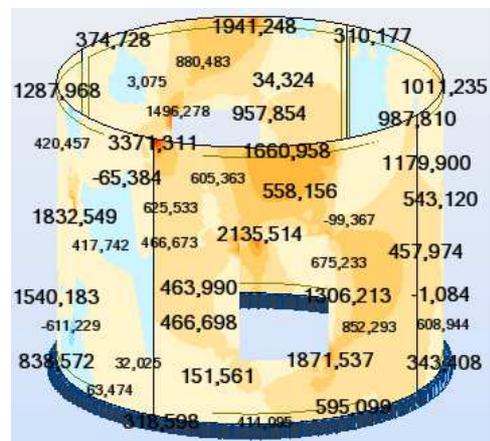


Figure V.6.d.2 (Nxy RPA 2003)

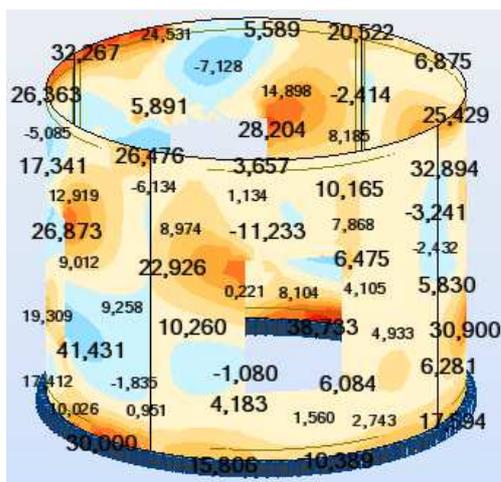


Figure V.6.e.1 (Mxx RPA 88)

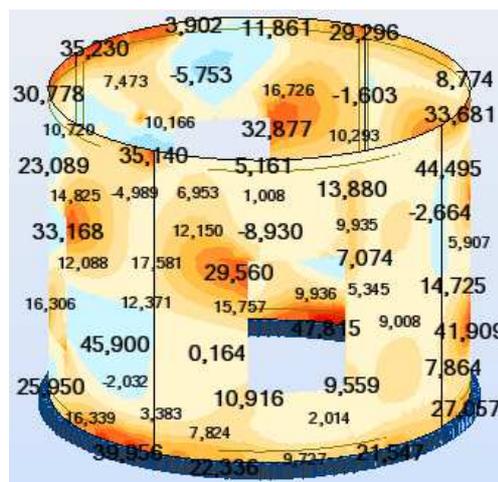


Figure V.6.e.2 (Mxx RPA 2003)

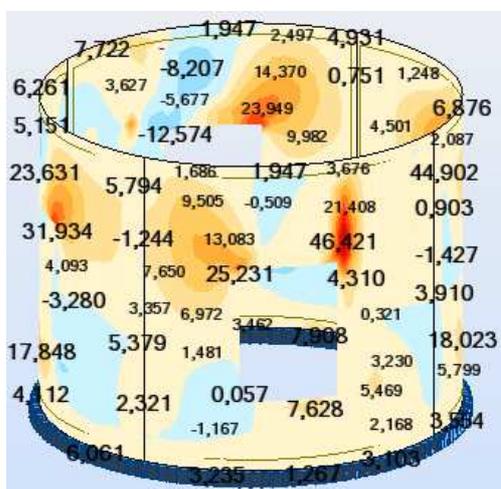


Figure V.6.f.1 (Myy RPA 88)

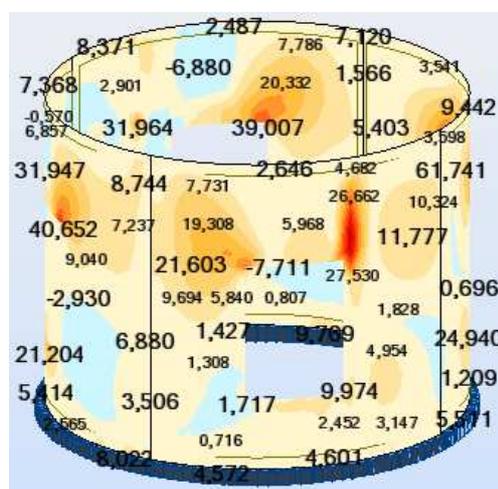


Figure V.6.f.2 (Myy RPA 2003)

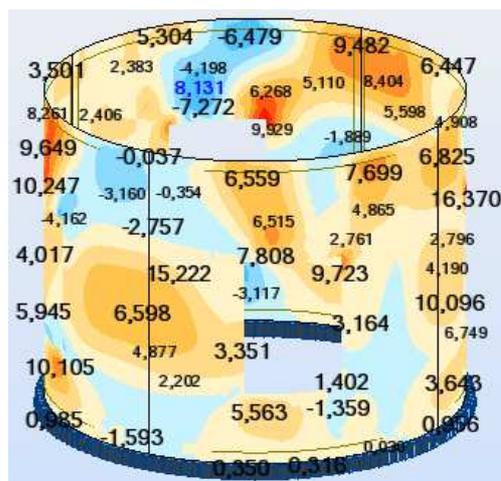


Figure V.6.g.1 (Mxy RPA 88)

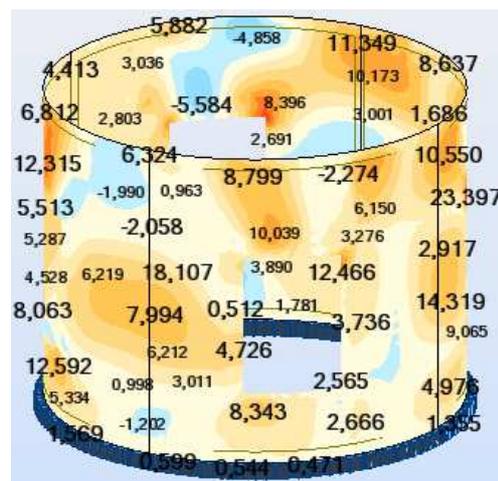


Figure V.6.g.2 (Mxy RPA 2003)

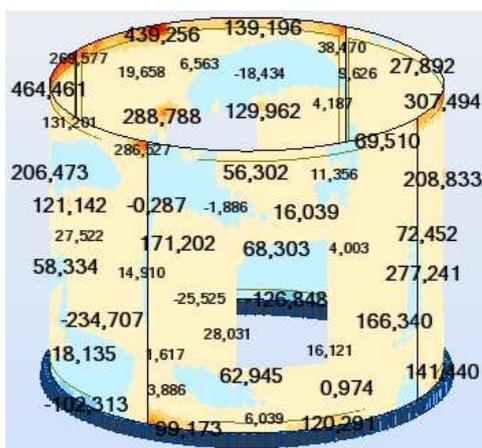


Figure V.6.h.1 (Qxx RPA 88)

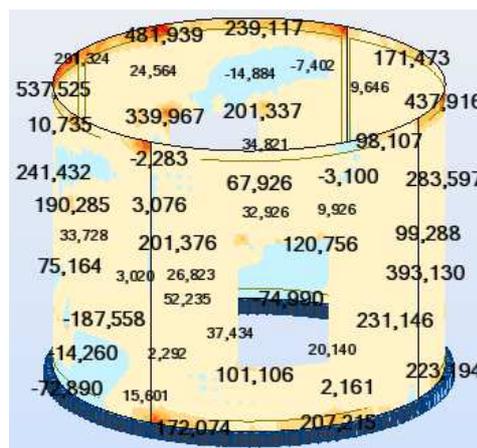


Figure V.6.h.2 (Qxx RPA 2003)

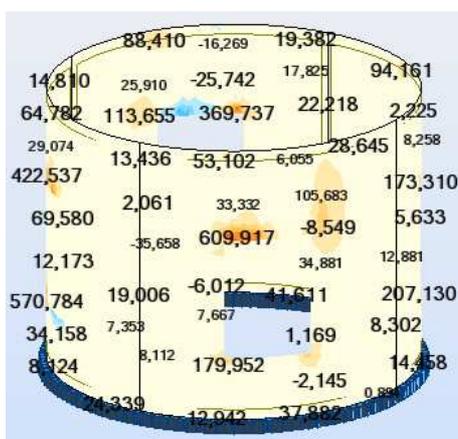


Figure V.6.i.1 (Qyy RPA 88)

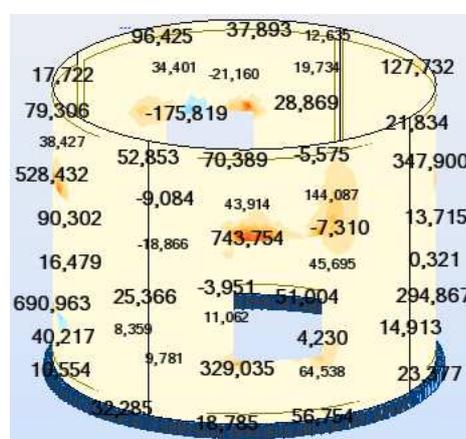


Figure V.6.i.2 (Qyy RPA 2003)

Remarque :

Les valeurs des efforts internes par bande de 1m du noyau RDC sont résumées dans le tableau suivant :

Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	2683,425	-3999,227	4788,298	-3131,618	2104,87	-867,609	28,171186	12,166987
	Nyy	2722,62	-1306,759	3683,689	-1076,787	961,069	-229,972	15,001915	9,6483139
	Nxy	1915,932	-1099,388	3371,311	-921,268	1455,38	-178,12	27,526236	8,8149591
variation moyenne								23,566446	10,210087
T [kN/m]	Txx	464,461	-320,808	552,05	-294,136	87,589	-26,672	8,6166308	4,3373055
	Tyy	609,917	-242,003	743,754	-175,819	133,837	-66,184	9,8869666	15,840238
variation moyenne								9,2517987	10,088772
M [kN.m/m]	Mxx	41,431	-11,233	47,815	-8,93	6,384	-2,303	7,1532618	11,421911
	Myy	46,421	-12,574	61,741	-9,223	15,32	-3,351	14,163939	15,373675
	Mxy	16,37	-7,272	23,397	-5,584	7,027	-1,688	17,67043	13,130056
variations moyenne								12,995877	13,308548

Tableau V.15

Analyse des contraintes :

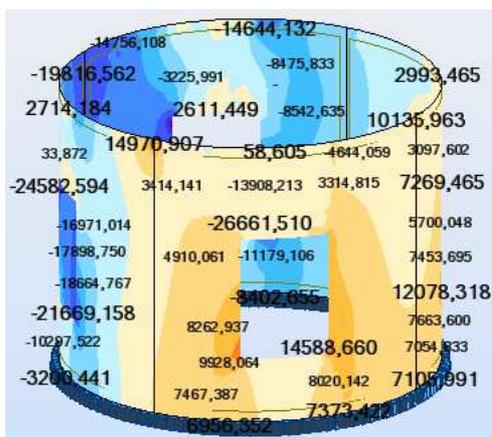


Figure V.6.j.1 (σ_{xx} RPA 88)

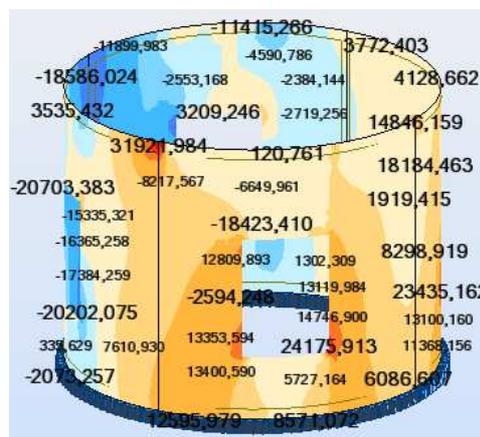


Figure V.6.j.2 (σ_{xx} RPA 2003)

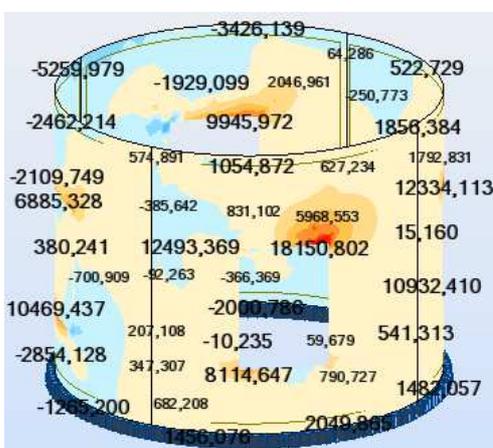


Figure V.6.k.1 (σ_{yy} RPA 88)

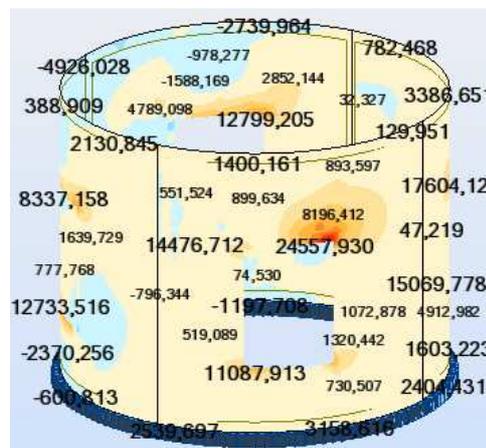


Figure V.6.k.2 (σ_{yy} RPA 2003)

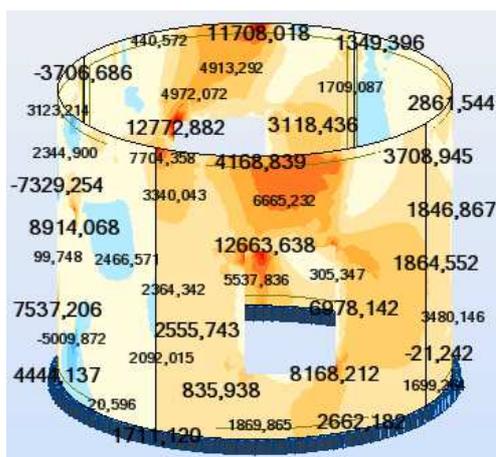


Figure V.6.l.1 (σ_{xy} RPA 88)

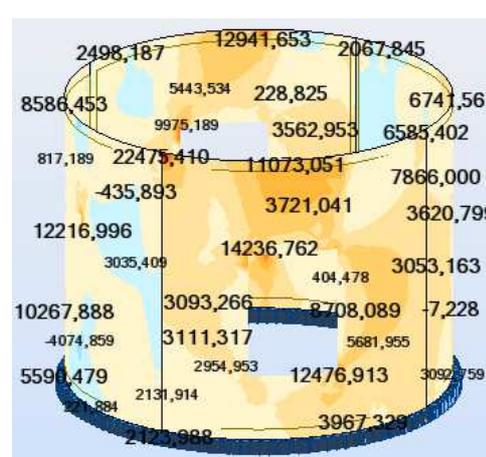


Figure V.6.l.2 (σ_{xy} RPA 2003)

Remarque :

Les valeurs des contraintes du noyau RDC sont résumées dans le tableau suivant :

Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	17889,5	-26661,51	31921,984	-20877,45	14032,5	-5784,056	28,171182	12,166979
	σ_{yy}	18150,802	-8711,724	24557,93	-7178,577	6407,13	-1533,147	15,001916	9,6483194
	σ_{xy}	12772,882	-7329,254	22475,41	-6141,784	9702,53	-1187,47	27,526236	8,8149852
variations moyennes								23,591212	11,059349

Tableau V.16

Commentaires sur les résultats :

En comparaison entre les résultats obtenus, il découle les idées fortes suivantes :

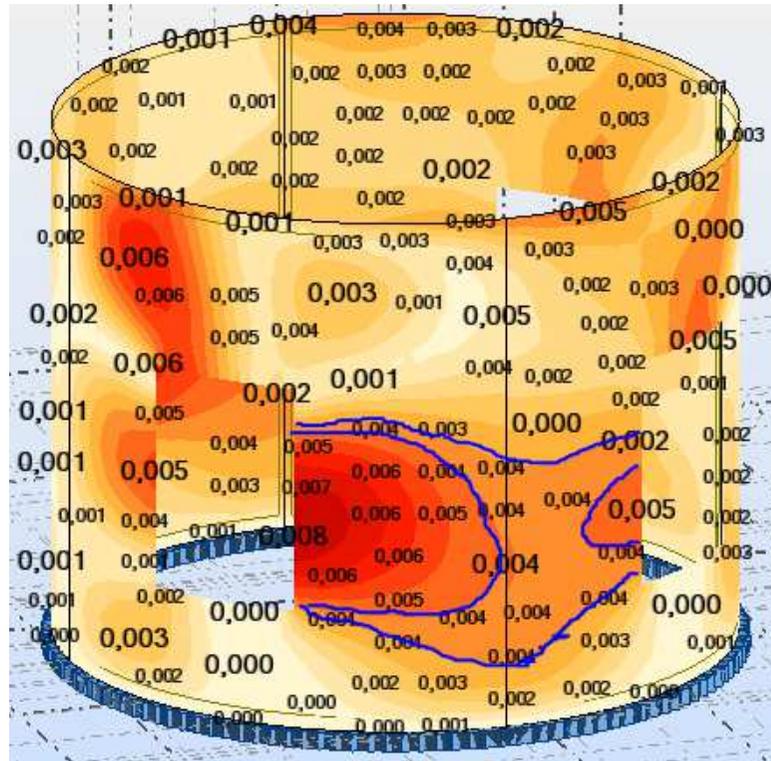
effort interne	variation [%]
N	23,57
T	10
M	13
σ	23,6

Le séisme de 2003 qui a endommagé notre structure lui a fait subir une augmentation des contraintes dans le noyau central allant jusqu'à presque un quart (1/4) de la valeur qu'elle aurait subit sous le séisme de 1988.

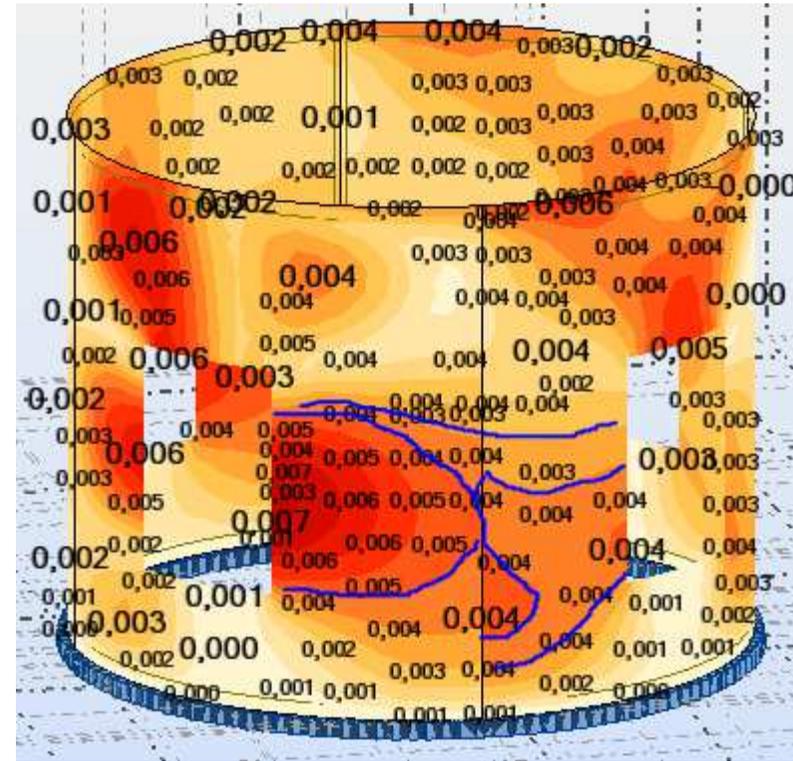
Les directions des fissures engendrées sur le support (*Figure VI.5*) par le séisme recoupent très nettement avec celles données par la simulation numérique du logiciel Robot 2013 (v26) sous le spectre de réponse 2003, ce qui conforte la thèse, selon laquelle le réservoir était plein lors du séisme du 21 mai 2003 et ce qui démontre que la modélisation que nous avons adoptée est correcte.



Figure V.7 (Photo noyau central RDC)



a. Cas $G+Q+EY$ (le réservoir est vide)



b. Cas $G+Q+Q_{eau}+EY$ (le réservoir est plein)

Figure V.8 (cartographie du noyau central RDC)

- EC (exemple 1^{er} étage) :

Les valeurs des efforts internes du noyau EC (1^{er} étage) sont résumées dans le tableau suivant :

Efforts internes dans le noyau central (EC;1er étage);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	2380,282	-4230,172	4990,951	-3400,733	2610,669	-829,439	35,41699	10,86947
	Nyy	4198,465	-1876,843	5455,201	-1246,195	1256,736	-630,648	13,01823	20,19341
	Nxy	3978,212	-1532,036	5691,591	-1234,031	1713,379	-298,005	17,71886	10,7736
variation moyenne								22,05136	13,9455
T [kN/m]	Txx	900,915	-312,487	1105,458	-285,725	204,543	-26,762	10,19466	4,473665
	Tyy	688,272	-316,889	896,887	-181,242	208,615	-135,647	13,16051	27,23119
	variation moyenne								11,67759
M [kN.m/m]	Mxx	52,508	-19,76	65,92	-12,037	13,412	-7,723	11,32502	24,28845
	Myy	49,815	-20,279	64,507	-10,294	14,692	-9,985	12,85142	32,65954
	Mxy	24,183	-9,903	31,153	-5,868	6,97	-4,035	12,59578	25,58493
variations moyennes								12,25741	27,51098

Tableau V.17

Les valeurs des contraintes du noyau EC (1^{er} étage) sont résumées dans le tableau suivant :

Contraintes dans le noyau central (EC;1er étage);cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	15868,546	-28201,15	33273,006	-22671,55	17404,46	-5529,596	35,41699	10,869477
	σ_{yy}	27989,769	-12512,29	36368,007	-8307,963	8378,238	-4204,323	13,01822	20,193433
	σ_{xy}	26521,41	-10213,57	37943,941	-8226,874	11422,53	-1986,698	17,71887	10,77359
variations moyennes								22,05136	13,9455

Tableau V.18

 **Commentaires sur les résultats :**

Même constatation concernant le noyau central au niveau de l'étage courant où ya eu une augmentation de contrainte d'on virant 22%.

effort interne	variation [%]
N	22
T	15
M	27
σ	22

- 2) Combinaison G+Q+Qeau+EX :
- RDC :

Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EX									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	4254,166	-3311,654	6700,845	-1821,045	2446,68	-1490,61	22,33388	29,04143
	Nyy	2511,075	-633,555	3367,416	-456,245	856,341	-177,31	14,56736	16,26996
	Nxy	2472,6	-512,93	3298,51	-314,022	825,91	-198,908	14,31111	24,05315
variation moyenne								17,07078	23,12151
T [kN/m]	Txx	618,905	-199,46	790,253	-170,309	171,348	-29,151	12,1596	7,883571
	Tyy	596,209	-271,914	732,558	-145,837	136,349	-126,077	10,26132	30,17994
variation moyenne								11,21046	19,03176
M [kN.m/m]	Mxx	54,372	-11,888	66,311	-10,115	11,939	-1,773	9,89286	8,057992
	Myy	49,731	-5,275	66,836	-3,291	17,105	-1,984	14,67396	23,16134
	Mxy	20,409	-5,03	26,579	-3,279	6,17	-1,751	13,13101	21,07353
variation moyenne								12,56595	17,43095

Tableau V.19

Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EX									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	28361,104	-22077,7	44672,298	-12140,3	16311,19	-9937,4	22,33388	29,04144
	σ_{yy}	16740,499	-4223,699	22449,44	-3041,631	5708,941	-1182,07	14,56736	16,26998
	σ_{xy}	16483,998	-3419,53	21990,065	-2093,479	5506,067	-1326,05	14,31111	24,05313
variations moyennes								17,07079	23,12152

Tableau V.20

 **Commentaires sur les résultats :**

On constate presque la même variation des contraintes (en virant 25%) sous l'autre direction de l'action sismique

- EC :

Efforts internes dans le noyau central (EC;1er étage);cas G+Q+Qeau+EX									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	4345,328	-2910,941	6816,454	-1821,025	2471,126	-1089,92	22,13917	23,03305
	Nyy	5209,769	-783,424	7110,167	-624,137	1900,398	-159,287	15,42539	11,31653
	Nxy	5209,769	-569,698	4663,095	-356,73	-546,674	-212,968	-5,53714	22,98808
variations moyennes								10,67581	19,11255
T [kN/m]	Txx	1137,31	-165,623	1492,284	-108,019	354,974	-57,604	13,49919	21,05086
	Tyy	831,961	-92,523	1125,808	-7,417	293,847	-85,106	15,00928	85,15709
variations moyennes								14,25424	53,10398
M [kN.m/m]	Mxx	68,626	-10,816	85,63	-8,521	17,004	-2,295	11,02323	11,86844
	Myy	60,109	-5,347	81,352	-1,592	21,243	-3,755	15,01686	54,11443
	Mxy	29,593	-2,96	40,006	-1,115	10,413	-1,845	14,96142	45,27607
variations moyennes								13,66717	37,08631

Tableau V.21

Contraintes dans le noyau central (EC;1er étage);cas G+Q+Qeau+EX									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	28968,852	-19406,27	45443,027	-12140,17	16474,18	-7266,11	22,1392	23,03304
	σ_{yy}	34731,796	-5222,828	47401,114	-4160,911	12669,32	-1061,92	15,4254	11,31657
	σ_{xy}	25648,79	-3797,985	31087,299	-2378,202	5438,509	-1419,78	9,58563	22,98802
variations moyennes								12,5215	19,11254

Tableau V.22

 **Commentaires sur les résultats :**

On constate une variation très importante de l'ordre de 50% de l'effort tranchant et presque 20% des contraintes.

effort interne	variation [%]
N	19,1
T	53,1
M	37,1
σ	19

V.4.b/ voiles :

- Sens XX :
- a. Cas G+Q+Qeau+EX :

Efforts internes dans le voile VL4 N°83 suivant XX (RDC);cas G+Q+Qeau+EX									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	2634,665	-4543,93	3957,008	-3691,583	1322,343	-852,347	20,06081	10,34965
	Nyy	1203,357	-8595,115	1271,362	-8183,303	68,005	-411,812	2,747989	2,454415
	Nxy	6713,985	-6282,583	6990,924	-5918,37	276,939	-364,213	2,020728	2,985119
variation moyenne								8,276509	5,263062
T [kN/m]	Txx	70,143	-521,18	76,642	-430,782	6,499	-90,398	4,427564	9,495967
	Tyy	57,426	-97,164	74,816	-83,294	17,39	-13,87	13,15013	7,685999
variation moyenne								8,788849	8,590983
M [kN.m/m]	Mxx	12,871	-190,65	24,456	-162,749	11,585	-27,901	31,03652	7,895042
	Myy	2,574	-38,129	4,891	-32,549	2,317	-5,58	31,03818	7,89496
	Mxy	53,284	-93,341	69,666	-81,039	16,382	-12,302	13,32412	7,054708
variation moyenne								25,13294	7,614903

Tableau V.23

Contraintes dans le voile 83 (RDC) xx;cas G+Q+Qeau+EX									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	10538,66	-18175,72	15828,034	-14766,33	5289,374	-3409,386	20,0608	10,34965
	σ_{yy}	4813,43	-34380,46	5085,448	-32733,21	272,018	-1647,25	2,74797	2,454418
	σ_{xy}	26855,942	-25130,33	27963,695	-23673,48	1107,753	-1456,855	2,02072	2,985125
variations moyennes								8,2765	5,263063

Tableau V.24

b. Cas G+Q+Qeau+EY :

Efforts internes dans le voile VL4 N°83 suivant XX (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	1042,369	-5625,5	1351,07	-5463,248	308,701	-162,252	12,8978	1,463213
	Nyy	1165,307	-9009,588	1209,082	-8861,634	43,775	-147,954	1,843632	0,82789
	Nxy	6506,837	-6552,577	6651,892	-6360,26	145,055	-192,317	1,102348	1,489347
variations moyennes								5,28126	1,26015
T [kN/m]	Txx	70,069	-513,714	199,864	-418,51	129,795	-95,204	48,08415	10,21257
	Tyy	71,371	-94,815	97,647	-79,439	26,276	-15,376	15,54627	8,823901
variations moyennes								31,81521	9,518234
M [kN.m/m]	Mxx	19,369	-189,08	65,996	-160,159	46,627	-28,921	54,62075	8,281148
	Myy	3,874	-37,815	13,199	-32,031	9,325	-5,784	54,6184	8,281076
	Mxy	65,191	-91,932	89,161	-78,723	23,97	-13,209	15,52944	7,740178
variations moyennes								41,58953	8,100801

Tableau V.25

Contraintes dans le voile 83 (RDC) xx;cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σxx	4169,477	-22506	5404,278	-21852,99	1234,801	-653,008	12,89777	1,472098
	σyy	4661,226	-36038,35	4836,326	-35446,54	175,1	-591,813	1,843633	0,827885
	σxy	26027,35	-26210,31	26607,57	-25441,04	580,22	-769,271	1,102348	1,489353
variations moyennes								5,281251	1,263112

Tableau V.26

📌 Commentaires sur les résultats :

Dans le sens XX les voiles ont subi une variation important des efforts tranchant et des moments de flexion mais les contrainte reste très faible car elle ne dépasse même pas les 6%

▪ Sens YY :

a. Cas G+Q+Qeau+EX :

Efforts internes dans le voile VL1 N°92 suivant YY (RDC);cas G+Q+Qeau+EX									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	-6446,607	-13936,84	-6039,973	-13704,05	406,634	-232,789	-3,25657	0,842191
	Nyy	1149,744	-9947,376	1172,031	-9845,72	22,287	-101,656	0,959912	0,513593
	Nxy	4815,868	-6338,342	4897,125	-6232,93	81,257	-105,412	0,83658	0,838515
								-0,48669	0,731433
T [kN/m]	Txx	1077,291	-70,213	1214,976	-51,737	137,685	-18,476	6,006499	15,15047
	Tyy	191,112	-17,752	213,542	-15,112	22,43	-2,64	5,543007	8,033106
								5,774753	11,59179
M [kN.m/m]	Mxx	376,176	-27,818	418,692	-25,563	42,516	-2,255	5,348813	4,224349
	Myy	75,234	-5,563	83,737	-0,761	8,503	-4,802	5,348774	75,93295
	Mxy	180,444	-8,263	200,025	-5,711	19,581	-2,552	5,146543	18,26249
variations moyennes								5,281377	32,8066

Tableau V.27

Contraintes dans le voile 92 (RDC) yy;cas G+Q+Qeau+EX									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	-25786,43	-55747,35	-24159,89	-54816,2	1626,537	-931,152	-3,25657	0,842187
	σ_{yy}	4598,975	-39789,5	4688,124	-39382,88	89,149	-406,623	0,95992	0,513592
	σ_{xy}	19263,472	-25353,37	19588,498	-24931,72	325,026	-421,65	0,83658	0,838519
variations moyennes								-0,48669	0,731433

Tableau V.28

b. Cas G+Q+Qeau+EY :

Efforts internes dans le voile VL1 N°92 suivant YY (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	N_{xx}	-5376,788	-12808,22	-4289,094	-11857,02	1087,694	-951,193	-11,2529	3,856411
	N_{yy}	1228,759	-9401,291	1301,355	-8952,017	72,596	-449,274	2,869278	2,447918
	N_{xy}	5147,328	-5890,057	5439,595	-5538,945	292,267	-351,112	2,760642	3,072114
variations moyennes								-1,87433	3,125481
T [kN/m]	T_{xx}	949,783	-236,071	1006,07	-180,27	56,287	-55,801	2,877875	13,40272
	T_{yy}	169,714	-20,13	178,525	-19,003	8,811	-1,127	2,530159	2,879922
variations moyennes								2,704017	8,141319
M [kN.m/m]	M_{xx}	337,279	-80,516	355,036	-60,175	17,757	-20,341	2,564873	14,45793
	M_{yy}	67,455	-16,103	71,006	-12,035	3,551	-4,068	2,564621	14,45732
	M_{xy}	162,031	-10,552	169,892	-9,457	7,861	-1,095	2,36832	5,472537
variations moyennes								2,499271	11,46259

Tableau V.29

Contraintes dans le voile 92 (RDC) yy;cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(σ)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	-21507,15	-51232,87	-17156,38	-47428,1	4350,776	-3804,77	-11,253	3,85641
	σ_{yy}	4915,035	-37605,17	5205,419	-35808,07	290,384	-1797,1	2,86928	2,44792
	σ_{xy}	20589,313	-23560,23	21758,379	-22155,78	1169,066	-1404,45	2,76064	3,07211
variations moyennes								-1,8743	3,12548

Tableau V.30

📌 Commentaires sur les résultats :

Dans le sens YY et sous le deux cas, tout les efforts interne n'atteignes même pas une variation de 6%, sa expliquerai le fait que les voiles n'ont subit aucun dommages (pas de fissures).



Figure V.9 (photo voile du RDC)

VI.4.c/ poteaux :

Concernant les poteaux, on cherche le poteau le plus sollicité puis on compare entre les résultats trouvés sous les deux spectres.

Les résultats sont donnés dans le repère local des poteaux qui est orienté comme suite :

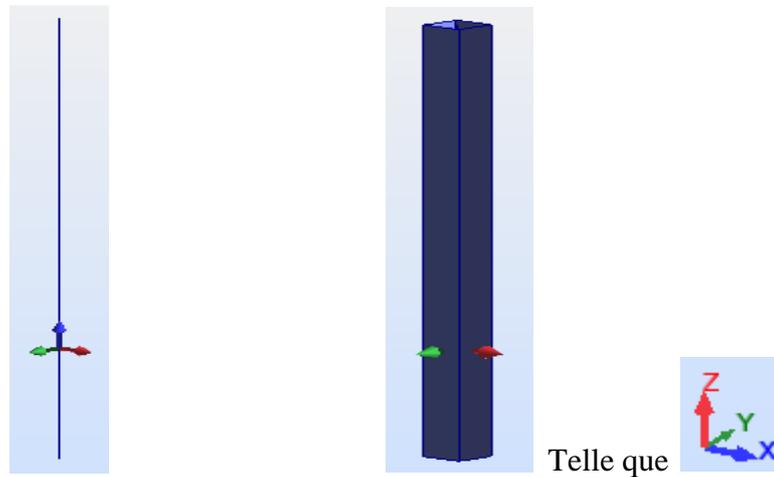


Figure V.10

Remarque :

Le poteau est un élément en béton armé qui travaille en flexion composée les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Cas G+Q+Qeau+EX :

Efforts internes dans le poteau N°254 ;cas G+Q+Qeau+EX									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN]	Fx	492,191	490,079	513,022	510,91	20,831	-20,831	2,072297	-2,08104
	Fy	2,948	2,948	4,516	4,516	1,568	-1,568	21,0075	-21,0075
T [kN]	Fz	-94,14	-94,14	-92,597	-92,597	1,543	-1,543	-0,8263	0,826296
	variations moy								10,0906
M [kN.m]	My	134,077	-143,178	131,899	-145,429	-2,178	2,251	-0,81887	-0,77995
	Mz	4,555	0,398	6,784	0,422	2,229	-0,024	19,65782	-2,92683
variations moy								9,419474	-1,85339

Tableau V.31

b. Cas G+Q+Qeau+EY :

Efforts internes dans le poteau N°254 ;cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN]	Fx	479,531	477,419	492,304	490,191	12,773	-12,772	1,31432	-1,32
	Fy	0,962	0,962	1,267	1,267	0,305	-0,305	13,6833	-13,683
T [kN]	Fz	-95,457	-95,457	-94,752	-94,752	0,705	-0,705	-0,3706	0,37064
	variations moy								6,65631
M [kN.m]	My	135,907	-141,229	134,893	-142,24	-1,014	1,011	-0,3744	-0,3567
	Mz	1,732	0,359	2,164	0,376	0,432	-0,017	11,0883	-2,3129
variations moy								5,35692	-1,3348

Tableau V.32

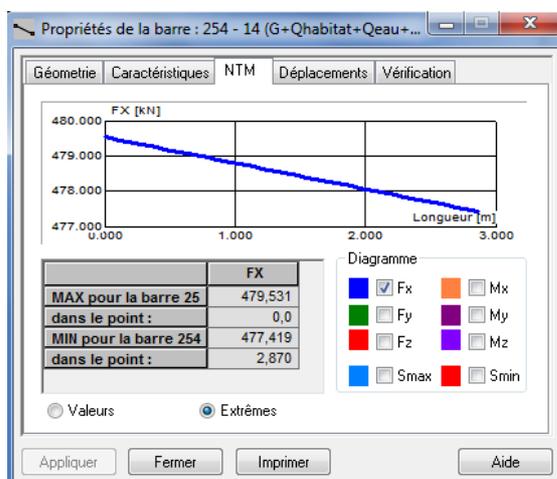


Figure V.11.a (N sous le RPA 1988)

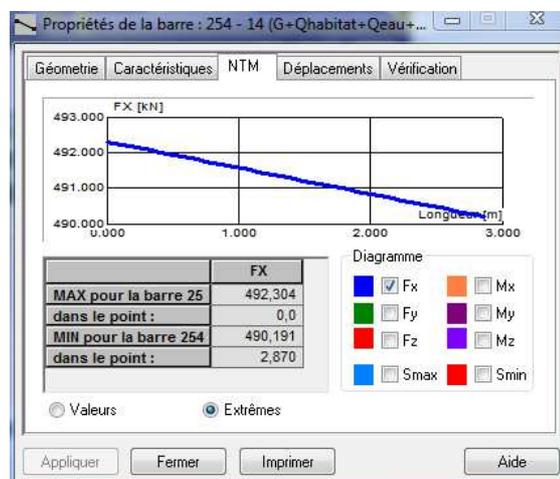


Figure V.11.b (N sous le RPA 2003)

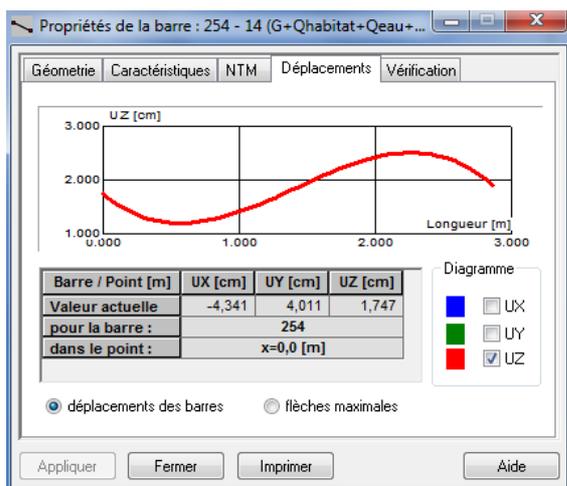


Figure V.11.c (Uz sous le RPA 1988)

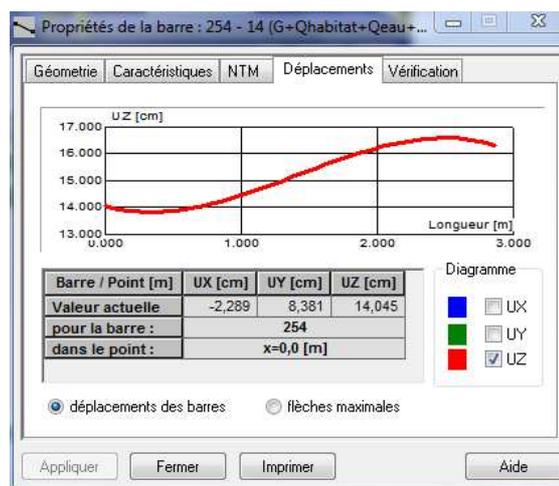


Figure V.11.d (Uz sous le RPA 2003)

✚ Commentaires sur les résultats :

Le taux de variation des efforts internes dans les poteaux est de loin très inférieur à celle constatée dans le noyau central comme la valeur max atteinte n'est que de 10%, ce qui explique peut-être le fait que les poteaux de chaînage n'ont subi aucun dommage.

V.4.d/ poutres :

Même principe que les poteaux, on cherche la poutre la plus sollicitée puis on compare entre les résultats trouvés sous les deux spectres.

Les résultats sont donnés dans le repère local de l'élément qui est orienté comme suite :

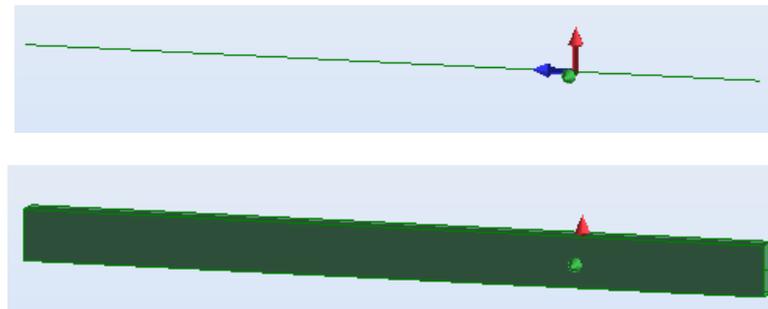


Figure V.12

Avec :

L'axe x est dans le sens de la longueur de la poutre (en bleu)

Remarque :

La poutre est un élément en béton armé qui travaille en flexion simple donc on s'intéressera seulement aux moments de flexion et l'effort tranchant correspondant.

a. Cas G+Q+Qeau+EX :

Efforts internes dans la poutre N°55 ;cas G+Q+Qeau+EX									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
T [kN]	Fz	535,442	-11,269	555,529	-11,267	20,087	-0,002	1,841204	0,008875
M [kN.m]	My	478,173	-457,848	430,914	-467,346	-47,259	9,498	-5,19851	-1,0266
variations moy								-1,67865	-0,50886

Tableau V.33

b. Cas G+Q+Qeau+EY :

Efforts internes dans la poutre N°55 ;cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		sous le spectre de 1988		sous le spectre de 2003		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
T [kN]	Fz	514,033	-11,272	520,496	-11,272	6,463	0	0,62473	0
M [kN.m]	My	533,61	-452,239	521,635	-458,169	-11,975	5,93	-1,13481	-0,65136
variations moy								-0,25504	-0,32568

Tableau V.34

🔧 Commentaires sur les résultats :

Même constatation que pour les poteaux, avec cette fois-ci une variation quasi nulle des efforts internes, sa explique aussi le fait que ya aucun endommagement sur cet élément.

Conclusion :

L'analyse des résultats faite sous les deux spectres nous montre que seul le noyau central a subit des endommagements, cela est dû à une grande variation de contrainte et l'importance du chargement qu'il reprend peut être aussi la cause de ces désordre sachant qu'il reprend 64,5% des charge revenant au réservoir.

Par ailleurs, lorsque un réservoir couvert, et entièrement plein, naturellement il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation sismique : tout se passe comme si l'ensemble fluide+ réservoir constituait une masse unique.

Par contre, dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface.

NEWMARK a démontré qu'il suffisait d'un défaut de remplissage de deux pour cent (2%) de la hauteur pour que les réservoirs fermés se comportent comme des réservoirs à surface libre, du point de vue de la formation des vagues.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, Housner a développée une approche, dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les efforts d'**impulsion** proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.

Quant aux efforts d'**oscillations**, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de

raideurs K_0 à un niveau h_0 , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide.

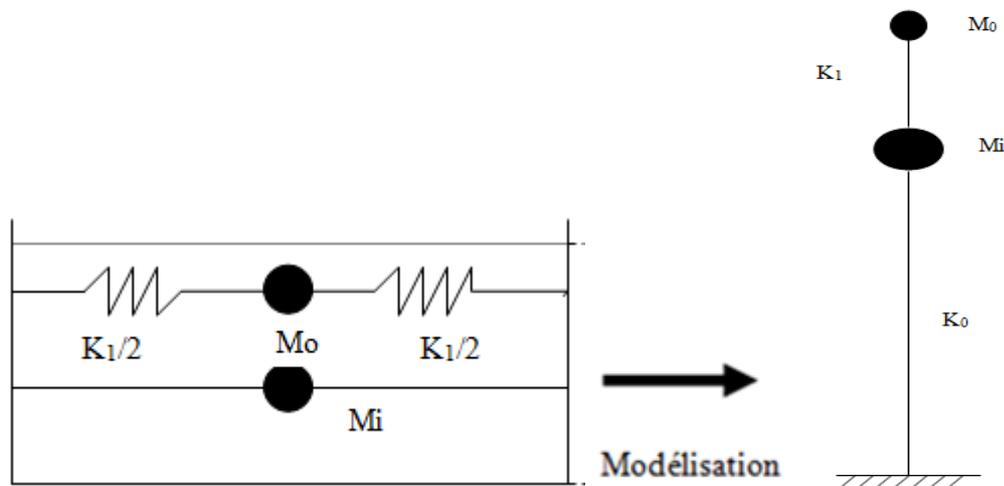


Figure V.13 (effet hydrodynamique dans le réservoir)

Le RPA 88, par son commentaire 2.3.2, énonce que pour les châteaux d'eau d'une capacité supérieure à 1500 m^3 , en zone II et III, une étude hydrodynamique est nécessaire.

La capacité de notre réservoir étant inférieure à 1500 m^3 , l'étude hydrodynamique ne sera pas nécessaire même si on voit clairement la variation des contraintes entre le cas où le réservoir est vide et le cas où il est plein (Figure VI.12).

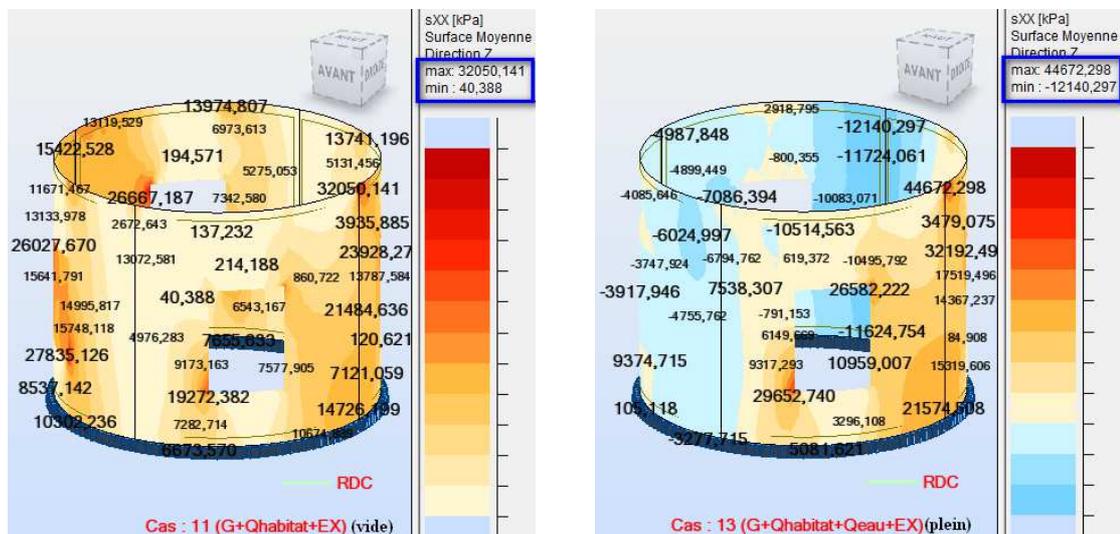


Figure V.14

VI.1/ Introduction :

Le présent chapitre a pour objet l'étude d'une solution de réparation afin de rendre à notre ouvrage sa résistance initiale pour laquelle il a été conçu et rehausser sa sécurité vis-à-vis d'une action sismique future ; pour se faire, nous allons étudier trois (03) proposition de réparation en tenant compte des résultats obtenus précédemment.

Idéalement le choix portera sur la méthode dont le rapport coût/efficacité est le plus petit possible.

VI.2/ Actions de réparation :

La réparation d'une construction est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu.

Tenant compte de l'état des fissures observées dans le noyau central et l'intensité des efforts appliqués (chargement du réservoir), un chemisage du noyau est plus que nécessaire pour accroître sa rigidité et réparer en même temps les fissures ; l'ajout d'un ou plusieurs éléments structuraux et aussi un cas a ne pas négliger pour augmenter la rigidité de notre structure vis-à-vis des charge horizontales et réduire par conséquence les contrainte dans le noyau.

VI.2.1/renforcement du noyau par chemisage : (première solution)

Cette technique consiste à reconstituer ou à accroître la section d'un élément en service en le gainant de béton.

Les murs en béton armé, à cause de leur grande rigidité et leur grande résistance aux efforts tranchants, résistent très bien aux forces sismiques induites dans le bâtiment. Donc, un mur endommagé ou mal dimensionné peut être réparé et /ou rigidifié suivant qu'on veut améliorer ou pas la capacité résistante de la structure aux efforts sismiques.

Mais avons toute action de réparation on doit tout d'abord réparer les fissures.

a. Préparation des surfaces :

On doit suivre ces étapes :

- La première étape consiste en la localisation des zones à réparer ;



Figure VI.1

- On doit ensuite Enlever le béton détérioré à l'aide d'une de ces méthodes :
 1. Burinage (gravure): elle consiste à dégager des bétons fissurés dans l'encombrement des armatures a l'aide d'un outil manuel ou pneumatique légers dit burin (sorte de ciseau en acier) ;
 2. Repiquage : on utilise un marteau léger, pneumatique à aiguille ;
 3. Le bouchardage : travailler avec une boucharde (marteau du tailleur de pierre).
 Ces trois méthodes sont efficace mais peuvent créer des microfissures si on travail sans prendre des précautions.

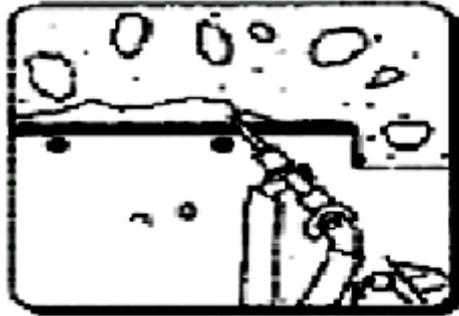


Figure VI.2 : piquage à l'aide d'un marteau pneumatique

- La troisième étape consiste en la préparation de la surface et du périmètre de la réparation ;

Dans cette étape on doit laver les surfaces à l'eau et à haute pression pour enlever les poussières et les granulats dessertis et les liants dégradés.
- 4^{ème} étape : Nettoyage de la surface et des aciers :

Dans cette étape toutes les armatures présentant des signes de corrosions doivent être exposées et dégagées, le périmètre de réparation doit être piqueté sur une profondeur de 25mm, la corrosion de surface sur les barres doit être enlevée puis on applique un produit qui arrête le processus d'oxydation.

b. Injection d'un matériau de réparation :

L'injection est une opération qui consiste à faire pénétrer dans des fissures un produit susceptible de créer une liaison mécanique et /ou une étanchéité entre les parties disjointes.

- Choix du matériau de réparation :

Parmi les matériaux les plus utilisés pour la réparation des fissures on distingue :

 - Mortier de ciment portland ;
 - Mortiers époxydiques ;
 - Mortiers coulis expansifs ;
 - Béton conventionnels ;
 - Bétons et mortiers au latex ;
 - Béton polymères ;
 - Béton conventionnels avec couche d'accrochage à base de résine époxy ;
 - Bétons renforcés de fibres ;

Par ailleurs si le béton n'est ni disloqué ni écrasé, la résine époxy peut restituer au mur ses résistances initiales à la flexion et à l'effort tranchant. Cependant le mur réparé n'aura jamais la rigidité initiale. Ceci est dû au fait que les fissures très petites ne peuvent être remplies de résine.

Pour les travaux de réparation et de renforcement, il est recommandé l'utilisation des résines époxydiques, sous forme liquide, qui sont constituées par le mélange d'une base époxydique et d'un durcisseur, emballés séparément si le produit n'est pas pré dosé.

Les résines époxydiques sont caractérisées par :

- La stabilité au stockage.
- L'excellente adhérence au béton.
- Un retrait faible (évitant ainsi les fissures dues au retrait).
- Un pouvoir mouillant supérieur à celui de l'eau qui leur permet de se propager par capillarité.
- Une pression d'injection faible de 0.05 à 0.3 kg /cm² (évitant ainsi l'effet de vérin).

- Injection du matériau :

Après avoir réalisé le forage d'injection à environ 20 à 25 cm de l'axe de la fissure, nettoyé par soufflage à l'air comprimé, on injecte la résine époxy par le trou le plus bas et sera arrêté lors de la résurgence (réapparition à l'air libre) du produit injecté par le trou qui se trouve plus haut, on terminera par un rebouchage des forages avec un mortier de réparation.

Pendant l'opération d'injection, il est nécessaire de vérifier la quantité du produit injecté, la pression d'injection, et d'examiner la zone injectée pour déceler toute fuite.

c. Confection des armatures :

Recommandation :

- Pour une bonne exécution, le chemisage en béton armé doit avoir une épaisseur de 10cm minimum ;
- Sceller des barres dans les éléments existants pour assurer une liaison efficace avec les parties nouvelles ;
- Prévoir des attentes scellées dans les fondations existantes, pour avoir un recouvrement avec les barres longitudinales des chemisages.

Le choix des dimensions de la nouvelle section est fonction de l'état de l'ancienne section et de la valeur supplémentaire de l'effort à reprendre.

La section de la paroi à une forme d'anneau, elle est soumise à un effort normal vertical N et à un moment de flexion donc les parois du noyau central sont sollicitées en flexion composée, ils se développent sur les fibres supérieures et inférieures suivant l'action sismique des contraintes normales verticales (compression et traction) que nous pouvons estimer avec la relation :

$$\sigma = (N/B) \pm (M \cdot R_{ext})/I_x$$

Avec:

B : section droite de la paroi

I : moment d'inertie de la paroi

Moment de flexion de la paroi

Application numérique:

$$N \text{ (ELS)}_{\text{total}} = 1314,508 * 9,817 = 12904,525 \text{ KN}$$

$$M \text{ (ELS)}_{\text{correspondent}} = 35,617 * 9,817 = 349,652 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,06 * f_{c28} = 0,06 * 20 = 12 \text{ MPa}$$

$$B = \pi * (R^2 - r^2) = \pi * (3,1^2 - 3,05^2) = 0,966 \text{ m}^2$$

$$Ix = (\pi/4) * [(R_{\text{ext}})^4 - (R_{\text{int}})^4] = 9,135 \text{ m}^4$$

$$\sigma = (12904,525/966) \pm (349,652 * 10^6 * 3,1 * 10^3) / (9,135 * 10^{12})$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 13,45 \text{ MPa} > 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 13,24 \text{ MPa} > 12 \text{ MPa}$$

Donc la section du béton est insuffisante, on doit donc rajouter 10cm pour le chemisage, on aura alors la nouvelle épaisseur du noyau $e_p = 25 \text{ cm}$

Vérification de la nouvelle section du béton :

$$B = \pi * (R^2 - r^2) = 4,987 \text{ m}^2$$

On aura alors :

$$\sigma_{\text{sup}} = 2,71 \text{ MPa} < 12 \text{ MPa} \text{ (vérifiée)}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 2,47 \text{ MPa} < 12 \text{ MPa} \text{ (vérifiée)}$$

• **Calcul des armatures longitudinales :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m

1. A l'ELU :

$$\text{On :} \quad A_u \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Telle que :} \quad T_u = \sigma_{bt} * s = \sigma * (e_p * 1)$$

Avec :

T_u : effort repris par la bande de 1m à l'ELU

σ_{bt} : contrainte de traction à l'ELU [MPa] ; $\sigma_{bt} = 8315,073 \text{ MPa}$ (résultat sur robot)

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$ (voir chapitre II)

Calcul de l'effort total de traction sur une bande de 1m:

$$T_{tot} = \sigma_{bt} * S_{tot} = \sigma_{bt} * (ep * 1)$$

Application numérique :

$$T_{tot} = 8315,073 * 250 * 10^{-3} = 2078,768 \text{ kN}$$

Tu revenant à la nouvelle épaisseur :

$$T_{u \text{ nouvelle}} = T_{tot} * \frac{ep \text{ nouvelle}}{ep \text{ tot}}$$

Application numérique :

$$T_{u \text{ nouvelle}} = 831,51 \text{ KN}$$

On aura alors :

$$A_u \geq \frac{831,51 * 10^3}{348 * 10^2} = 23,894 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 25,12 \text{ cm}^2 = 8\text{HA}20 \text{ avec un espacement de } S=12\text{cm}$$

2. A L'ELS :

Les armatures longitudinales sont données par la formule :

$$A_s \geq \frac{T_s}{\bar{\sigma}_s}$$

Calcul de l'effort total de traction sur une bande de 1m:

$$T_{s \text{ tot}} = 5285,755 * 250 * 10^{-3} = 1321,44 \text{ KN}$$

Tu revenant à la nouvelle épaisseur :

$$T_{s \text{ nouvelle}} = T_{s \text{ tot}} * \frac{ep \text{ nouvelle}}{ep \text{ tot}}$$

Application numérique :

$$T_{s \text{ nouvelle}} = 528,576 \text{ KN}$$

On aura alors le ferrailage à l'ELS comme suite :

$$A_s \geq \frac{528,576 * 10^3}{187 * 10^2} = 28,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28,27 \text{ cm}^2 = 9\text{HA}20 \text{ avec un espacement de } S=10\text{cm}$$

3. C.N.F : (condition de non fragilité)

Le ferrailage sera donné par la formule :

$$A_{min} \geq \frac{B * f_{t28}}{f_e}$$

Application numérique :

$$A_{min} \geq \frac{10 * 100 * 1,8}{400} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4,71 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA}10/\text{ML}$$

Ferrailage adopté :

$$A = A_s = 28,27 \text{ cm}^2 = 9 \text{ HA}20/\text{ML}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

$$A_t = \frac{Al}{4} = \frac{91 \text{ HA}20}{4} = 71,47 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté :

$$A_t = 47 \text{ HA}14 = 72,35 \text{ cm}^2$$

d. Coffrage du noyau :

Le coffrage de la gaine doit être muni de cales d'espacement destinées à ménager un vide entre le coffrage et la surface du béton initial. Ce coffrage peut être temporaire ou permanent, peut être en bois ou en acier selon sa destination et les conditions d'exploitation.

On utilisera un coffrage métallique souvent utilisé pour la réalisation des ouvrages hydraulique (réservoir cylindrique), La surface de l'ancien béton qui doit adhérer à la partie nouvelle doit être rendue rugueuse par piquage. Il faut enlever tout béton endommagé et ensuite procéder au nettoyage à grand jet d'eau pour éliminer toutes les poussières et par la suite prévoir des crochets en acier en forme de S pour ancrer les anciennes barres aux nouvelles.

e. Bétonnage :

Le béton peut être mis en place par déversement par trémie ou tout autre procédé approuvé.

Vu l'espace réduit de la gaine, la granulométrie du béton doit être étudiée pour permettre un passage facile entre les armatures.

L'utilisation de la technique de gainage impose la vibration du béton.

Le béton doit être coulé avec l'une des méthodes suivantes :

- **Béton coulé en place derrière une paroi coffrée :**

- Méthode courante pour la réparation de murs en béton armés et bases des poteaux ;
- Une profondeur minimale de 150mm est généralement requise ;
- Prévoir un enrobage d'armatures d'au moins 25mm ;

Le matériau de réparation devra Avoir:

- ✓ Un faible retrait ;
- ✓ Une maniabilité suffisante ;
- ✓ Utilisation d'un vibreur interne est parfois nécessaire ;
- ✓ Prévoir un bon mûrissement après le décoffrage de la réparation.

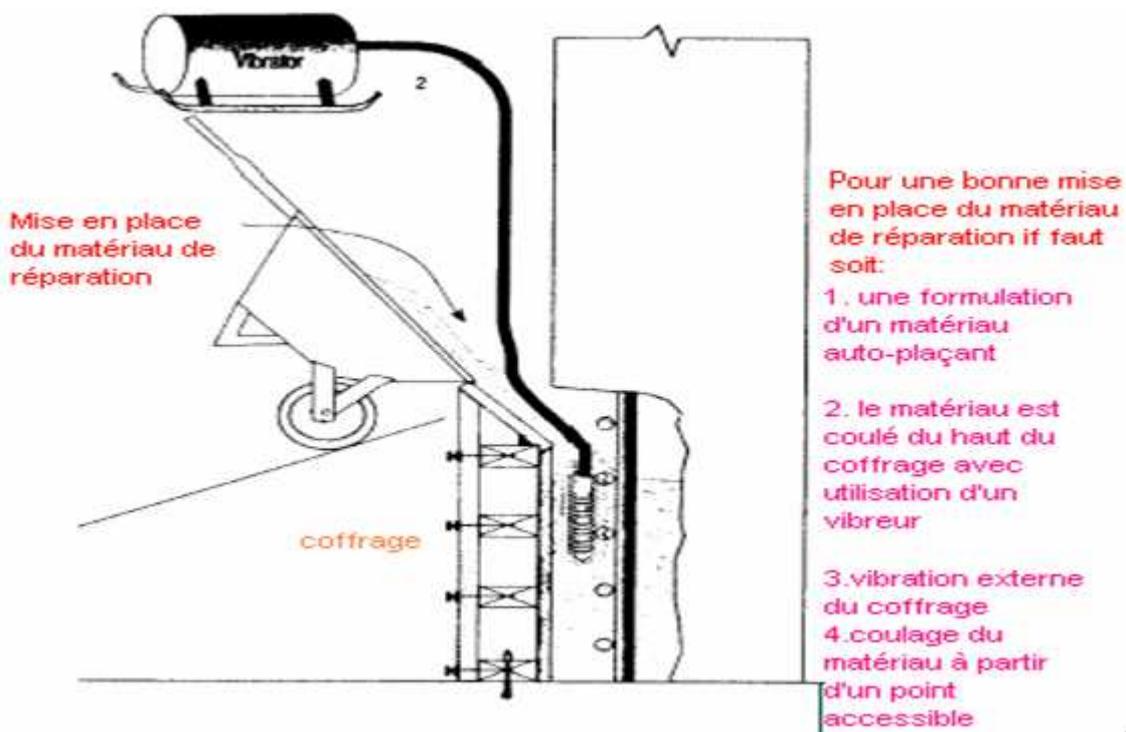


Figure VI.3

- **Béton pompé derrière une paroi coffrée :**

- Technique de réparation relativement récente ;
- Le béton est pompé d'un point bas vers un point haut ou d'une extrémité à l'autre des coffrages horizontaux.

- ✓ *Avantage de cette méthode:*
 - Tous les types de matériaux peuvent être pompés.
 - Pas de limitations d'épaisseurs ou densité d'armatures.
 - La pression de pompage favorise l'adhérence.

- ✓ Inconvénients:
 - Coffrages coûteux (étanchéité, solidité, plusieurs ancrages)

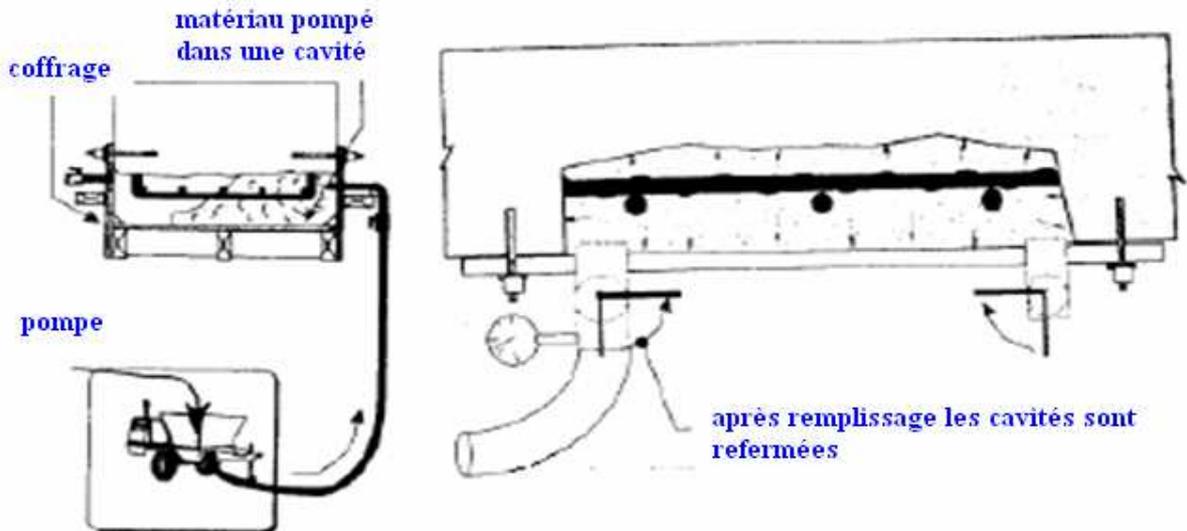


Figure VI.4

Dans le cas de notre ouvrage on choisi la première méthode car celle-ci est plus économique et na pas besoin d'un équipement spéciale et permet de donner des résultats appréciables du point de vue résistance.

f. Modélisation de la 1^{ère} solution (robot v 26) :

Pour cette première solution, on garde la même modélisation, on aura juste à changer l'épaisseur du noyau.

- Exploitation des résultats :

Dans cette partie, on s'intéressera seulement aux résultats concernant le noyau central.

1. Période fondamentale :

La période max est de 1.364 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de 0.115s pour le 32^{ème} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	8,702	1,364	89,435	90,683	0,0	22,898	33,635	0,0	4155154,793	4156244,832	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	32	1	32	32	1	3	2	1	1	1	1
MIN	0,733	0,115	10,842	0,495	0,0	0,000	0,000	0,0	4155154,793	4156244,832	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	32	1	1	1	12	30	1	1	1	1

Tableau VI.1 : extrême globaux des périodes de vibration

2. Efforts internes :

Tenant compte que les fissures inclinées dans un mur plein en béton armé sont dues à l'action de l'effort tranchant et les fissures horizontales sont dues à l'action du moment de flexion et à son alternance, on s'intéressera plus particulièrement à ses deux efforts et aux contraintes qu'ils génèrent dans le noyau.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		structure non confortée		structure confortée		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	4788,298	-3131,618	6736,779	-3190,323	1948,481	-58,705	16,90645	0,928591
	Nyy	3683,689	-1076,787	4266,048	-1233,969	582,359	-157,182	7,325513	6,802189
	Nxy	3371,311	-921,268	4653,948	-886,875	1282,637	34,393	15,9825	-1,902117
variation moyenne								13,40482	1,942888
T [kN/m]	Txx	552,05	-294,136	809,289	-379,084	257,239	-84,948	18,89603	12,61816
	Tyy	743,754	-175,819	796,745	-194,709	52,991	-18,89	3,439859	5,09813
variation moyenne								11,16794	8,858147
M [kN.m/m]	Mxx	47,815	-8,93	104,759	-14,646	56,944	-5,716	37,32222	24,24499
	Myy	61,741	-9,223	74,44	-9,169	12,699	0,054	9,325089	-0,293606
	Mxy	23,397	-5,584	32,96	-8,516	9,563	-2,932	16,96861	20,79433
variations moyenne								21,20531	14,91524

Tableau VI.2

Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(σ)		structure non confortée		structure confortée		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	31921,984	-20877,45	26947,116	-12761,29	-4974,87	8116,161	-8,45073	-24,1274
	σ_{yy}	24557,93	-7178,577	17064,191	-4935,877	-7493,74	2242,7	-18,0042	-18,5126
	σ_{xy}	22475,41	-6141,784	18615,791	-3547,501	-3859,62	2594,283	-9,39281	-26,7748
variations moyennes								-11,9493	-23,1383

Tableau VI.3

Interprétation des résultats :

La première solution nous donne une réduction de contrainte dans le noyau allant jusqu'à presque un quart ($1/4$) de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003, c'est-à-dire que si le noyau avait 10cm d'épaisseur en plus, les contraintes dans celui-ci seraient réduites de 23%.

Le poids propre de la structure ayant augmenté, affecte automatiquement les efforts internes qui subissent une augmentation d'environ 13% pour l'effort normal, 11% pour l'effort tranchant et 21% pour le moment de flexion.

VI.2.2/renforcement par ajout d'éléments structuraux (poteaux) : (2eme solution)

La deuxième solution consiste à réparer les fissures puis renforcement par ajout de poteaux au niveau du RDC pour accroître sa rigidité, participer à acheminer les charges des niveaux supérieurs vers le sol d'assise et réduire le léger effet de torsion existant, le RPA préconise que le $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ en zone III, la différence de section avec ceux des niveaux supérieur étant très importante, on procédera aussi au chemisage de ces dernier.

a. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal $N_{s(\text{plein})}$.

L'effort N_s (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) ne sera pas déterminé avec la descente de charge, mais on va le tirer directement des fichiers résultats de robot (modélisation sous le spectre de 2003 nœud inférieur du poteau le plus solliciter au coin du 1^{er} étage a l'ELS plein).

$$N_s = 70,952 \text{ Kn}$$

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{70,952 * 1000}{12} = 59,1267 \text{ cm}^2 \quad (\text{on propose une section de } 30 * 30 \text{ pour l'étage}$$

courant et $35 * 35$ pour le RDC)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 12 \text{ Mpa} : \text{Contrainte admissible du béton à l'ELS.}$$

$B = b \times h$: Section du poteau.

- Vérification des dimensions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003 art.7.4):
 - a. Poteau $30 * 30$ (étage courant) :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{247}{20} = 12,35 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1.$$

Toutes les conditions sont satisfaites.

- b. Poteau $35 * 35$ (RDC) :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{35} = 1$$

Toutes les conditions sont satisfaites.

- **Vérification des poteaux au flambement :**

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement ; a fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement λ des poteaux selon la formule suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement des poteaux.

Le rayon de giration :

$$i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}}$$

Application :

a. Poteau 30*30 :

$$l_f = 0,707.l_o = 0,707 \times 2,67 = 1,89 \text{ m}$$

Le rayon de giration :

$$i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{30*30^3/12}{30*30}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{l_f}{i} = \frac{189}{8,66} = 21,82 \leq 50 \text{ Vérifié (Pas de risque de flambement)}$$

b. Poteau 35*35 :

$$l_f = 0,707.l_o = 0,707 \times 4,60 = 3,25 \text{ m}$$

Le rayon de giration :

$$i_1 = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h.b^3/12}{b.h}} = \sqrt{\frac{35*35^3/12}{35*35}} = 26,73 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \frac{l_f}{i} = \frac{325}{26,73} = 12,16 \leq 50 \text{ Vérifié (Pas de risque de flambement)}$$

c. Modélisation :

Pour cette partie nous allons créer des poteaux 30*30 au coin de l'étage courant et des poteaux 35*35 pour le RDC en utilisant la commande « *barre* » accessible à partir de « *structure-barre* » , on doit tout d'abord créer les lignes de construction, définir les sections puis modéliser les éléments barres et définir les appuis, on aura alors la représentation ci-dessous :

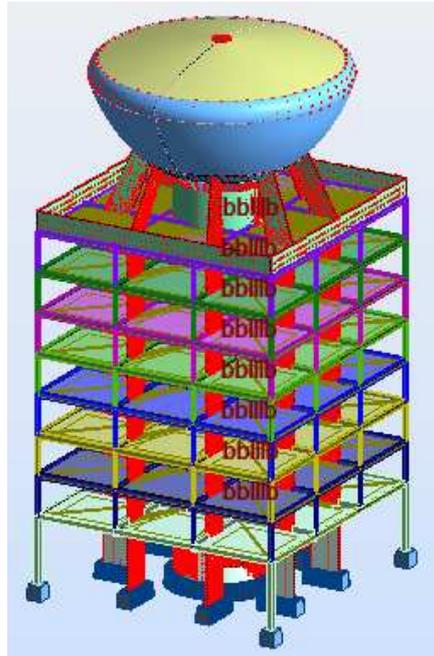


Figure VI.5

- Exploitation des résultats :

Après avoir lancé le calcul, on aura les résultats suivants :

1. Période fondamentale :

La période max est de 1,363 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de 0,12s pour le 36^{ème} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	8,353	1,363	89,536	89,204	0,0	24,609	36,885	0,0	4187036,422	4188112,063	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	36	1	36	36	1	3	2	1	1	1	1
MIN	0,734	0,120	10,584	0,604	0,0	0,000	0,000	0,0	4187036,422	4188112,063	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	36	1	1	1	21	23	1	1	1	1

Tableau VI.4 : extrêmes globaux des périodes

2. Efforts internes :

Même principe que pour la première solution, on s'intéressera aux effets induits sur le noyau :

Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		structure non confortée		structure confortée		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	4788,298	-3131,618	7178,563	-3021,253	2390,265	110,365	19,97403	-1,793715
	Nyy	3683,689	-1076,787	4300,288	-1236,345	616,599	-159,558	7,722956	6,89792
	Nxy	3371,311	-921,268	4936,182	-861,224	1564,871	60,044	18,83686	-3,368542
variation moyenne								15,51128	0,578554
T [kN/m]	Txx	552,05	-294,136	836,717	-364,11	284,667	-69,974	20,49782	10,63037
	Tyy	743,754	-175,819	825,746	-246,735	81,992	-70,916	5,224084	16,78271
	variation moyenne								12,86095
M [kN.m/m]	Mxx	47,815	-8,93	107,856	-13,221	60,041	-4,291	38,56916	19,37159
	Myy	61,741	-9,223	75,045	-9,323	13,304	-0,1	9,726142	0,5392
	Mxy	23,397	-5,584	33,306	-8,123	9,909	-2,539	17,47527	18,52338
variations moyenne								21,92352	12,81139

Tableau VI.5

Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(σ)		structure non confortée		structure confortée		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
σ [kPa]	σ_{xx}	31921,984	-20877,45	28714,252	-12085,01	-3207,73	8792,44	-5,29012	-26,6741
	σ_{yy}	24557,93	-7178,577	17201,152	-14945,38	-7356,78	-7766,8	-17,6172	35,10585
	σ_{xy}	22475,41	-6141,784	19744,729	-3444,898	-2730,68	2696,886	-6,46772	-28,1316
variations moyennes								-9,79168	-6,56661

Tableau VI.6

Interprétation des résultats :

La deuxième solution nous donne une réduction de contrainte dans le noyau de seulement 10% de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003.

Conclusion partielle :

A ce stade on retient la première solution car elle nous donne des meilleurs résultats et elle est en plus plus économique que la deuxième.

VI.2.3/renforcement par ajout d'éléments structuraux (voile):

a. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leurs pré-dimensionnements se feront conformément à l'article (7-7-1) du **RPA99**.

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et des conditions de rigidité aux extrémités, elle doit être au minimum égale à 15cm.

De plus, la largeur du voile doit être supérieure 4 fois son épaisseur, sinon ce dernier ne sera pas considéré comme un voile de contreventement.

L'épaisseur de ce voile sera déterminée par la formule suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

1. *Etage courant* :

$$h_e = 287 - 20 = 267 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{267}{20} = 13,35 \text{ cm}$$

2. *RDC* :

$$h_e = 480 - 20 = 460 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

Donc on prend : $a = 25 \text{ cm}$ pour le RDC et $a = 20 \text{ cm}$ pour l'EC

b. *Modélisation* : (voir chapitre IV paragraphe IV.5.6)

Après avoir créé les lignes de construction, les voiles seront modélisés grâce à la commande panneaux accessible à partir du menu « *structure-panneau* ».

On aura alors la représentation ci-dessous :

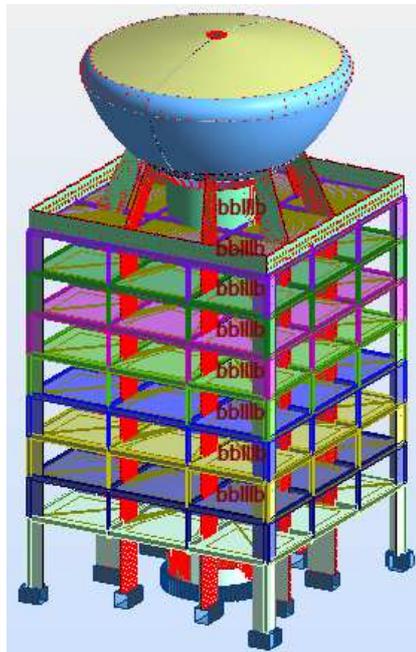


Figure VI.6

- Exploitation des résultats :

1. Période fondamentale :

La période max est de 1,364 s pour le 1^{er} mode de vibration et la période min est de 0,109s pour le 32^{eme} mode de vibration.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	9,163	1,364	89,445	90,819	0,0	22,828	33,592	0,0	4155155,262	4156244,832	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	32	1	32	32	1	3	2	1	1	1	1
MIN	0,733	0,109	10,737	0,491	0,0	0,000	0,000	0,0	4155155,262	4156244,832	0,0
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	1	32	1	1	1	32	29	1	1	1	1

Tableau VI.7 : période fondamentale

2. Efforts internes :

Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Efforts internes(N,T,M)		structure non confortée		structure confortée		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
N [kN/m]	Nxx	4788,298	-3131,618	6160,958	-3073,226	1372,66	58,392	12,53656	-0,941071
	Nyy	3683,689	-1076,787	4236,948	-1120,227	553,259	-43,44	6,985032	1,977229
	Nxy	3371,311	-921,268	4254,298	-790,38	882,987	130,888	11,57923	-7,646899
variation moyenne								10,36694	-2,20358
T [kN/m]	Txx	552,05	-294,136	819,533	-371,257	267,483	-77,121	19,50177	11,59029
	Tyy	743,754	-175,819	805,242	-204,948	61,488	-29,129	3,969539	7,650085
variation moyenne								11,73566	9,620189
M [kN.m/m]	Mxx	47,815	-8,93	105,102	-20,25	57,287	-11,32	37,46281	38,79369
	Myy	61,741	-9,223	72,574	-8,554	10,833	0,669	8,065369	-3,76329
	Mxy	23,397	-5,584	32,4	-9,034	9,003	-3,45	16,13528	23,60104
variations moyenne								20,55448	19,54381

Tableau VI.8

Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY									
Contraintes(�)		structure non confortée		structure confortée		variations		variations[%]	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
� [kPa]	�xx	31921,984	-20877,45	24643,833	-12292,91	-7278,15	8584,549	-12,8667	-25,8802
	�yy	24557,93	-7178,577	16947,792	-4480,908	-7610,14	2697,669	-18,3352	-23,1371
	�xy	22475,41	-6141,784	17017,191	-3161,47	-5458,22	2980,314	-13,8209	-32,0352
variations moyennes								-15,0076	-27,0175

Tableau VI.9

  Commentaire sur les résultats:

Les résultats donnés par la troisième solution sont bien meilleur que ceux de la première puisque elle nous donne une réduction de contrainte dans le noyau allant jusqu'à (1/4) de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003, un devis quantitatif et estimatif sera donc nécessaire pour prendre une solution final qui nous donne un rapport coût/efficacité le plus petit possible.

VI.3/ devis estimatif & quantitatif :

Pour pouvoir estimer le coût de l'opération il y a lieu d'évaluer les quantités nécessaires pour chaque étape de réhabilitation et de renforcement.

❖ **Enumération des articles :**

- Article 1 : Démolition et Piquage.

Pour avoir une adhérence de l'ancien béton avec le nouveau on doit piquer sur une épaisseur de 5cm dans toute la périphérie du noyau et dans les deux parties supérieur et inférieur des poutres pour permettre l'ancrage des barres du ferrailage du noyau et enfin dans les fondation a 50cm de profondeur.

- Article 2 : Percement de béton

Pour permettre l'ancrage des scellements.

- Article 3 : Transport des terres et des déchets de piquage à la décharge publique.

Le volume des terres à transporter est à multiplier par un coefficient dit de foisonnement

- Article 4 : Colmatage des fissures.

Colmatage des fissures par mise en place de la résine époxy.

- Article 5 : Fourniture et pose de produit pour scellement.

Pour permettre l'ancrage des barres d'acier à l'ancienne section de béton.

- Article 6 : Exécution du béton armé

Le béton doit être dosé à 350 Kg/m³.

VI.3.1/ Première solution :❖ **devis quantitatif et estimatif :**

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA PREMIERE SOLUTION				
DÉSIGNATIONS	UNITÉ	QUANTITÉ	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT (DA)
Piquage des éléments en béton armé	m ³	37	4800	177600
Percement sur béton	ml	400	300	120000
Transport des déchets de piquage à la décharge publique	m ³	220	450	99000
Colmatage des fissures par mise en place de la résine époxy	ml	600	1600	960000
Fourniture et pose de produit pour scellement.	ml	400	150	60000
Exécution de Béton Armé	m ³	148	24000	3552000
	MONTANT EN H.T			4968600
	T.V.A. 17%			603840
	MONTANT TOTAL EN T.T.C			5572440
Le montant total en T.T.C est arrêté à la somme de :	cinq million cinq cent soixante douze mille et quatre cent quarante D.A			

Tableau VI.10

VI.3.2/ troisième solution :

❖ devis quantitatif et estimatif :

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA TROISIEME SOLUTION				
DÉSIGNATIONS	UNITÉ	QUANTITÉ	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT (DA)
Piquage des éléments en béton armé	m ³	42	4800	201600
Percement sur béton	ml	400	300	120000
Transport des déchets de piquage à la décharge publique	m ³	800	450	360000
Colmatage des fissures par mise en place de la résine époxy	ml	600	1600	960000
Fourniture et pose de produit pour scellement.	ml	400	150	60000
Exécution de Béton Armé	m ³	267	24000	6408000
	MONTANT EN H.T			8109600
	T.V.A. 17%			1089360
	MONTANT TOTAL EN T.T.C			9198960
Le montant total en T.T.C est arrêté à la somme de :	neuf million cent quatre-vingt neuf mille et neuf cent soixante D.A			

Tableau VI.11

 commentaire :

Le devis de la troisième solution pour les mêmes opérations que la première, dépasse déjà largement le coût de la première solution allant à plus de 50% et cela sans tenir compte des coffrages et confection des armatures et autres opérations donc on arrête notre devis à ce stade.

Conclusion :

Donc on retient la première solution (chemisage du noyau central avec réparation des fissures) comme solution et choix définitif pour la réhabilitation de notre ouvrage car elle nous donne des résultats satisfaisants et elle est plus économique que les deux autres solutions.

VI.4/ Quelque vérification :➤ **Calcul de la période :**

$$T = 2 * \pi * ((W' * Z_g^3) / (3 * g * EI))^{0.5}$$

Application numérique :

$$T = 2 * \pi * [(1179199,8244 * 32,445^3) / (3 * 10 * 431719,0814 * 29858,594)]^{0.5} = 2,028s$$

Finalement :

$T_{calculé} = 2,028s > T_{robot} = 1,364s$

Remarque :

Les valeurs du moment d'inertie **I**, le poids des étages **P_{étage}**, le centre de gravité du réservoir **Z_g** ainsi que la hauteur du support **h_{support}** sont toutes des données extraites des fichiers résultats du logiciel robot.

✓ **vérification de la période :** [4.2.4 du RPA99 v2003]

$$T + 0,3T = 2,028 + 0,3 * 2,028 = 2,64s > T_{robot} = 1,364s \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base :** [Article : 4.3.6]➤ **Calcul de la force sismique totale:** [RPA 2003 Article : 4.2.3]

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA99 v2003 [formule 4-1]}$$

Avec :

- $R = 3,5$
- $A = 0,4$
- $D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 * 0,764 * (0,5/2,028)^{2/3} = 0,751$
- $W_t = 180124,5931 \text{ kN}$

On aura finalement :

$$V_{st} = \frac{0,4 * 0,751 * 1,15}{3,5} * 180124,5931$$

$$V_{st} = 17778,6 \text{ kN}$$

➤ *Vérification de l'effort sismique dynamique : V_d*

On doit vérifier que : $V_d \geq 0.8 V_{st}$

Sens	V_{st} (KN)	$0.8 V_{st}$ (KN)	V_d (KN)	Observation
Sens-X	17778,6	14222,88	1943,737	Non vérifiée
Sens-Y	17778,6	14222,88	10227,848	Non Vérifiée

Tableau VI.12

Remarque :

$V_t < 0.80 V$, il faudra donc augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

✓ Vérification des déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	63,737	82,576	18,761	0,168	0,222	0,434
Noeud	48290	51778	52217	5346	6787	7013
Cas	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	8 (C)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-99,193	-61,554	-60,223	-0,135	-0,281	-0,145
Noeud	50454	49244	49950	8418	7014	21765
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
Mode						

Tableau VI.13: extrêmes globaux des déplacements des nœuds

Note : Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont calculés comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad [\text{Art 4.4.3 RPA99 version 2003 page 37}]$$

Avec :

$R = 3,5$ (Coefficient de comportement).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

Vérification :

D'après [Art 5.10 RPA99 v2003], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Pour notre structure :

$ht_{RDC} = 4,8 \text{ m}$ Le déplacement max $U \leq 4,8 \text{ cm}$

$ht_{e.courant} = 2,87 \text{ m}$ Le déplacement max $U \leq 2,87 \text{ cm}$

Le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » est égale à :

$$\Delta U = U_k - U_{k-1}$$

La vérification des déplacements est résumée dans le tableau suivant :

Niveau	déplacement des niveaux		déplacements relatifs des niveaux		vérification
	Max UX[cm]	Max UY[cm]	ΔUX [cm]	ΔUY [cm]	
7	0,305	0,014	/	/	/
6	0,227	0,012	0,078	0,002	vérifié
5	0,184	0,004	0,043	0,008	vérifié
4	0,145	0,005	0,039	-0,001	vérifié
3	0,109	0,007	0,036	-0,002	vérifié
2	0,075	0,009	0,034	-0,002	vérifié
1	0,044	0,018	0,031	-0,009	vérifié
RDC	0,035	0,014	0,009	0,004	vérifié

Tableau VI.14: Vérification des déplacements (RPA99).

Conclusion :

La réhabilitation et le renforcement proposé ont donné des résultats satisfaisants car elle permet une réduction des contraintes dans le noyau allant jusqu'à presque un quart (1/4) de la valeur qu'elle a subit sous le séisme du 21 mai 2003 ; Aussi on a pu réduire la période de l'ouvrage de 1,46 secondes à 1,36 secondes.

Le coût global de l'opération est estimé à :

Six millions quatre cent cinquante cinq mille cent soixante dix-neuf dinars et trente quatre centimes (T.T.C).

DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA REPARATION				
DÉSIGNATIONS	UNITÉ	QUANTITÉ	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT (DA)
Piquage des éléments en béton armé	m ³	37	4800	177600
Percement sur béton	ml	400	300	120000
Transport des déchets de piquage à la décharge publique	m ³	220	450	99000
Colmatage des fissures par mise en place de la résine époxy	ml	600	1600	960000
Fourniture et pose de produit pour scellement.	ml	400	150	60000
Exécution de Béton Armé	m ³	148	24000	3552000
coffrage en bois pour noyau et éléments autours	m ²	200	500	100000
Fourniture et pose d'acier pour béton tous diamètres et toutes nuances confondus	Kg	4984,97	90	448647,3
	MONTANT EN H.T			5517247,3
	T.V.A. 17%			937932,041
	MONTANT TOTAL EN T.T.C			6455179,34
Le montant total en T.T.C est arrêté à la somme de :	Six millions quatre cent cinquante cinq mille cent soixante dix-neuf dinars et trente quatre centimes			

Conclusion générale

Ce travail s'inscrit clairement dans un environnement pratique de la profession d'expert où plusieurs aspects ont été traités. A commencer par une description de l'ouvrage puis une modélisation en éléments finis et enfin un programme de réhabilitation tout en faisant des visites régulières sur site pour pouvoir constater les dégâts et désordres causés par le séisme et recueillir des données utiles pour notre démarche.

Nous nous sommes attaqué à un ouvrage très complexe par le fait qu'il joue une double fonction (habitation et stockage d'eau potable) et aussi du point de vue comportement et d'ailleurs nous l'avons bien vérifié au chapitre V où l'ouvrage a été assimilé à une masse concentrée (le réservoir) reposant sur un support de masse non négligeable et d'une section transversale constante (bâtiment).

En comparaison entre les deux cas où le réservoir est plein ou vide nous avons démontré l'importance d'une étude hydrodynamique pour ce genre d'ouvrage puisque la variation des contraintes constatée au niveau du noyau central qui reprend 64,5% du poids du réservoir atteint les 17%.

Tenant compte de nos résultats et l'endommagement du noyau central constaté sur le terrain, des actions de réhabilitation de l'ouvrage ont été plus que nécessaires, c'est ce que nous avons vu au chapitre VI où nous avons proposé et étudié des solutions pour pouvoir à la fois réparer les endommagements constatés, renforcer l'ouvrage pour augmenter sa rigidité et rehausser sa sécurité vis-à-vis d'une action sismique future tout en choisissant la solution la plus économique et qui nous donne des résultats appréciables.

Tout au long de notre travail, nous avons été contraints par un manque de documentation et réglé de calcul car le RPA 99v2003 ne postule aucun article qui traite directement un cas similaire à notre ouvrage, on a été alors à chaque fois dans l'obligation de faire des approches et utiliser à la fois deux règlements en l'occurrence le RPA et le BAEL pour la partie bâtiment et les Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics et l'EUROCODE 8 pour la partie réservoir.

A la fin, la création d'un règlement spécifique aux ouvrages hydrauliques propre à l'Algérie est une nécessité pour faciliter le travail des ingénieurs et masters en génie civil et en hydraulique.

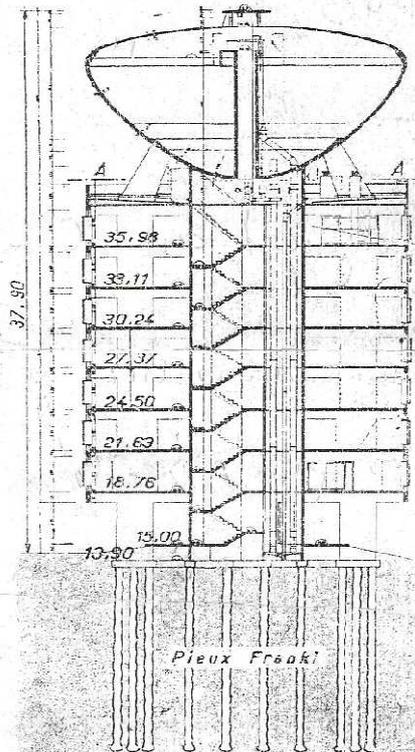
Enfin nous espérons que notre travail soit utile et bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

- D.T.R B.C22, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- BAEL 91 modifiées 99 règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites (Eyrolles).
- Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages (centre national de recherche appliqué en génie parasismique C.G.S).
- Règles parasismiques algériennes R P A 88 (D TR B-C 2-48).
- Règles parasismiques algériennes R P A 99 version 2003.
- Mémoire de fin d'étude d'ingénieur en génie civil étudié par M^f Yassine KHELIL et M^f Arezki MEDRAR sous le thème « *étude d'une structure mixte – ossature auto stable en béton armé surélevée d'un réservoir d'une capacité de 400m³* » promotion 1999 dirigé par M^f HAMMOUM
- Mémoire de fin d'étude d'ingénieur sous le thème « *Expertise et confortement d'un château d'eau surélevé d'une capacité de 500m³* » étudié par Mr BERKANI Hamza *E.N.T.P.*
- Revue générale des techniques « *le génie civil* » paris, janvier 1963.
- Recueil d'information sur les terrains (APC Dar el Beida, CTC centre et ouest (Alger), direction général d'Hydraulique à Alger, CTC sud Tizi Ouzou, ENSTP...).
- Annales du bâtiment et des travaux publics, Avril-joint 2010 N°2-3 ;
- Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics N°409-novembre 1982 « *calcul pratique de réservoirs en zone sismique* » ; Victor DAVIDOVICI et Abdelkader HADDADI.
- Thèse d'ingénieur des demoiselles ARAB Souad et ALLANE Nadia (promotion 2011/2012), calcul d'un bâtiment R+8 surmonté d'un réservoir en zone sismique.
- Robot Structural Analysis 2013 (V26), documentation AUTODESK.
- Recherche globale sur internet.

Immeuble à appartements surmonté d'un réservoir de 1 000 m³ à Alger. — On vient de terminer la construction à Alger un curieux immeuble, en forme de tour carrée de 17 m. de côté, à 7 étages, surmonté d'un réservoir de 1 000 m³, dont la *Technique des Travaux* donne la description dans son numéro de septembre-octobre 1962 (p. 295).

Comme le montre la figure ci-dessous, cette construction est constituée par une tour centrale cylindrique de 6 m de diamètre, supportant le réservoir et autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles de béton formant ossature. Le contreventement est assuré par les planchers. L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13 m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.



Coupe verticale par l'axe de la tour centrale de l'immeuble de 7 étages à appartements d'Alger surmonté d'un réservoir de 1 000 m³.

Chaque étage comporte 4 appartements de 3 pièces, sauf le premier qui comprend 8 studios. La tour centrale abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir.

Le réservoir est constitué par une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordé à une calotte sphérique.

Les façades ne comportent pas de briques, du moins extérieurement, mais utilisent largement le verre, le plastique et l'aluminium.

Le rez-de-chaussée est libre et peut être utilisé partiellement comme abri à voitures.

Le bétonnage du réservoir a été effectué, pour la première fois en Algérie, avec un béton sec projeté sur le ferrailage et le seul coffrage extérieur.

Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de la conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier retardèrent l'achèvement total.

ÉTUDES ÉCONOMIQUES

Le rôle de l'industrie des travaux publics et du bâtiment dans l'économie française. — Dans les *Annales des Ponts et Chaussées* de septembre-octobre 1962 (p. 327), M. Pierre RENAUD, vice-président du conseil général des Ponts et Chaussées montre qu'il est aujourd'hui possible, grâce aux progrès de la comptabilité nationale, de connaître la part des produits de chaque branche d'activité qui est finalement destinée à la construction des ouvrages de bâtiment et de génie civil.

Cette connaissance permet, non seulement d'évaluer le nombre total de personnes qui coopèrent à l'acte de construire, mais aussi d'apprécier l'importance des autres moyens de production nécessaires à l'activité de cette branche.

Après avoir indiqué la méthode de calcul de cet « effet d'entraînement », l'auteur donne les résultats de ce calcul par branches d'activité, puis les résultats globaux qui permettent d'avoir un aperçu de l'influence des activités du bâtiment et des travaux publics sur l'ensemble de l'activité économique.

La conclusion est que l'industrie du bâtiment et des travaux publics, qui occupe directement 1 452 000 personnes, soit 7,8 % de l'ensemble des personnes actives, requiert au total le travail de 4 231 000 personnes, soit 22,4 % de cet ensemble.

M. Pierre Renaud met ainsi en évidence, sur des bases scientifiques, l'importance primordiale de l'industrie du bâtiment et des travaux publics, véritable industrie pilote de l'économie.

HYDRAULIQUE

Double problème hydrologique et de distribution des eaux posé par les pertes du Danube. — Le problème déjà ancien des pertes du Danube dans les calcaires fissurés du Jura Souabe entre Immendingen et Fridingen est à nouveau repris par M. K. SCHMIDT dans *Wasserwirtschaft*, d'octobre 1961 (p. 265).

Après un bref historique de ces pertes, l'auteur expose les résultats qui ont permis d'établir les conclusions suivantes :

— les pertes maximales à Immendingen atteignent 70 m³/s ; elles sont de 11,6 m³/s à Fridingen, les eaux s'infiltrant pendant la moitié de l'année sont restituées pendant l'autre moitié ;

— les trois quarts du débit de la source de l'Aach proviennent de la restitution des pertes du Danube ; le reste est fourni par un bassin versant de 9 km² complété par un bassin souterrain de 200 km² environ ;

— l'importante accumulation des eaux évalué à 80 millions de m³ dans les cavités de couches calcaires étagées, reliées de place en place par des massifs poreux, explique le décalage de 60 h entre les courbes de débit des pertes avant Mähringen et celles de la source de l'Aach.

Ces pertes, qui à certaines époques de l'année peuvent complètement assécher le lit du fleuve, étant préjudiciables aux villes riveraines, l'Administration des Eaux a décidé de dévier le Danube par une galerie en aval d'Immendingen et de restituer les eaux en amont de Mähringen. Cette dé-

Annexe 1 :

Article extrait de la « Revue générale des techniques « le génie civil » paris, janvier 1963 »

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

ROBOT 2013

Date: 04/09/12

Propriétés du projet: **structure pfe**

Nom du fichier :: **structure final 2003 CONFORTE.rtd**

Emplacement: E:bureauAVEC NOYAU CONFORTE

Créé: 27/09/12 02:19

Modifié: 23/09/12 08:46

Taille: 2006036992

Auteur : HAMITOUICHE Said

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 8.900 (m)

Y = 8.900 (m)

Z = 18.700 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 8.978 (m)

Y = 8.896 (m)

Z = 18.198 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 140985439.360 (kg*m²)

I_y = 141143701.022 (kg*m²)

I_z = 43282615.936 (kg*m²)

Masse = 1070933.835 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 8.944 (m)

Y = 8.898 (m)

Z = 16.839 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

I_x = 197424507.295 (kg*m²)

I_y = 197679148.778 (kg*m²)

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

$I_z = 83329161.569 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 1801245.931 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 8.932 (m)

Y = 8.899 (m)

Z = 16.839 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 259496056.318 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 259843558.692 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 207565120.505 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 4156325.575 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	63758
Nombre de barres:	340
Eléments finis linéiques:	662
Eléments finis surfaciques:	62249
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	3670
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	383
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	16
Combinaisons:	10

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	378126
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.:	145
Durée max itér. sur sous-espace:	1199
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	3189

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé:	-1110294576
Espace pour fichier TMP solveur:	0
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	145200768
Mémoire:	221321104

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

2.512661e+004

Précision:

Min/Max après décomposition:

5.471357e+021

-3

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : **G**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 2.31264e+002 (kN*m)
Précision : 2.11428e-002

Cas 2 : **Q**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.98588e+000 (kN*m)
Précision : 1.53478e-002

Cas 3 : **Qeau**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.65058e+004 (kN*m)
Précision : 7.74917e-003

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

Cas 4 : **Modale**

Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex =** **5.000 (%)** **ey =** **5.000 (%)**

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	32
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-004
Amortissement	:	0.100
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	90.000

Cas 5 : **EX**

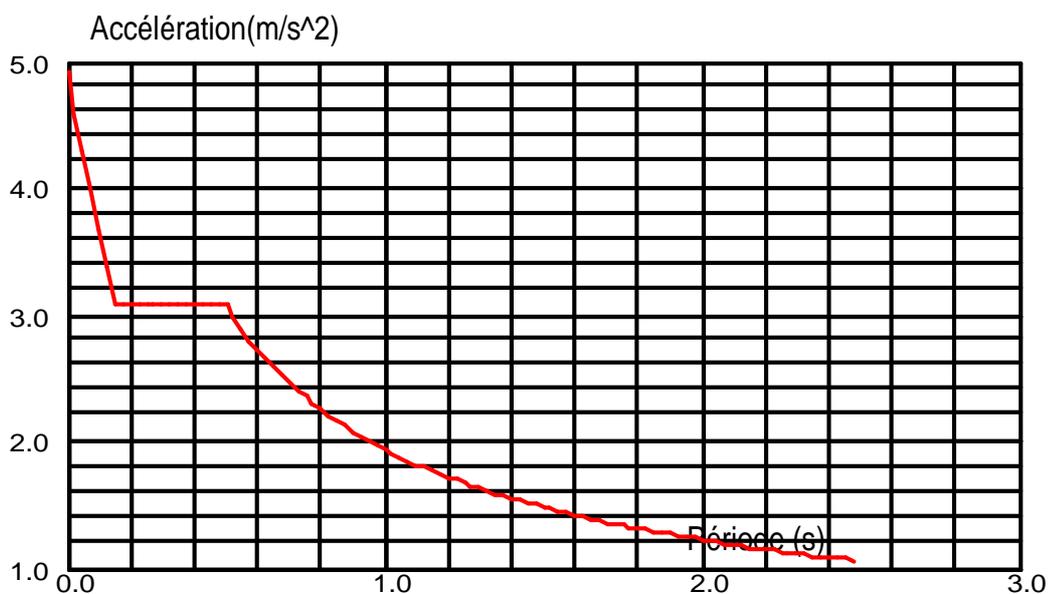
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

Données:

Zone : @VAL(ZoneRPA99)@
Usage : 1A
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : $\alpha = 10.00 \%$

Paramètres du spectre:

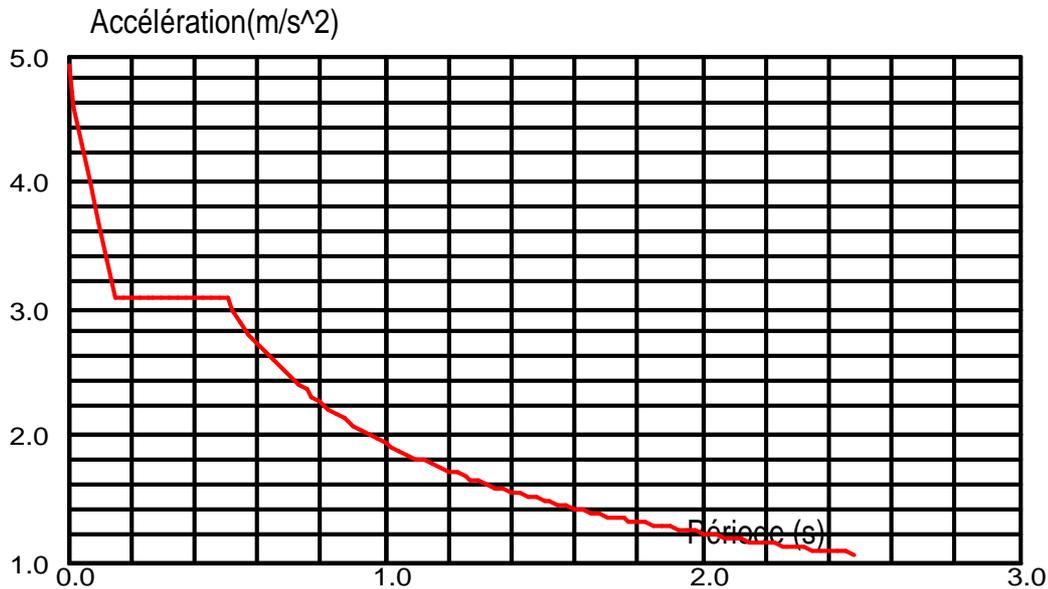
Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\alpha)]^{0,5} = 0.764$
A = 0.400
T₁ = 0.150 T₂ = 0.500

Cas 6 : EY

Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000
Y = 1.000
Z = 0.000



Données:

Zone : @VAL(ZoneRPA99)@
Usage : 1A
Assise : S3

ANNEXE 2 : NOTE DE CALCUL

Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 3.500
Amortissement : $x = 10.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.764$

A = 0.400

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 7 : ELU vide
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : ELU plein
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : ELS vide
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : ELS plein
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Qhabitat+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Qhabitat+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Qhabitat+Qeau+EX
Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Qhabitat+Qeau+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0,8G+EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : 0,8G+EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Liste des tableaux

Chapitre III :

Tableau III.1 : centre de masse des voiles RDC

Tableau III.2 : centre de masse des voiles EC

Tableau III.3 : centre de masse des poutres RDC

Tableau III.4 : centre de masse des poutres EC

Tableau III.5 : charge revenant au plancher terrasse

Tableau III.6 : centre de masse du plancher terrasse

Tableau III.7 : charge revenant au plancher EC

Tableau III.8 : centre de masse au plancher EC

Tableau III.9 : centre de masse de l'acrotère

Tableau III.10 : centre de masse des escaliers

Tableau III.11 : charge revenant aux murs extérieurs type 1 premier étage

Tableau III.12 : charge revenant aux murs extérieurs type 2 ; premier étage

Tableau III.13 : centre de masse des murs extérieur ; étage1 ; type 1

Tableau III.14 : centre de masse des murs extérieur de l'étage 1 dans le sens transversal (type2)

Tableau III.15 : centre de masse des murs extérieur de l'étage 1 dans le sens longitudinal (type 2)

Tableau III.16 : charge revenant aux murs intérieurs type 1 premier étage

Tableau III.17 : charge revenant aux murs intérieurs type 2 ; premier étage

Tableau III.18 : centre de masse des murs intérieurs de l'étage 1 dans le sens longitudinal (type 1)

Tableau III.19 : centre de masse des murs intérieurs de l'étage1 dans le sens transversal (type1)

Tableau III.20 : centre de masse des murs intérieur de l'étage 1 dans le sens transversal (type2)

Tableau III.21 : centre de masse des murs intérieur de l'étage 1 dans le sens longitudinal (type 2)

Tableau III.22 : centre de masse des murs intérieur de l'étage courant dans le sens transversal (type 2)

Tableau III.23 : centre de masse des murs intérieur de l'étage courant dans le sens longitudinal (type2)

Tableau III.24 : centre de masse des murs intérieurs de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 1)

Tableau III.25 : centre de masse des murs intérieurs de l'étage courant dans le sens transversal (type 1)

Tableau III.26 : centre de masse des murs extérieur de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 1)

Tableau III.27 : centre de masse des murs extérieur de l'étage courant dans le sens transversal (type 1)

Tableau III.28 : centre de masse des murs extérieur de l'étage courant dans le sens transversal (type 2)

Tableau III.29 : centre de masse des murs extérieurs de l'étage courant dans le sens longitudinal (type 2)

Tableau III.30 : centre de masse de l'ensemble des éléments

Tableau III.31 : inertie de voiles transversaux

Tableau III.32 : inertie longitudinal des voiles

Tableau III.33 : centre de torsion des voiles transversaux

Tableau III.34 : centre de torsion des voiles longitudinaux

Tableau III.35 : Centre de torsion du noyau central dans le sens longitudinal (xx)

Tableau III.36 : Centre de torsion du noyau central dans le sens transversal (yy)

Tableau III.37 : Rigidité de l'ensemble voiles + noyau

Tableau III.38 : Centre de torsion de l'ensemble voiles + noyau

Tableau III.39 : Excentricité théorique

Tableau III.40 : L'inertie polaire des voiles de l'étage courant sens longitudinal

Tableau III.41 : L'inertie polaire des voiles de l'étage courant sens transversal

Tableau III.42 : L'inertie polaire des voiles du RDC sens longitudinal

Tableau III.43 : L'inertie polaire des voiles du RDC sens transversal

Tableau III.44 : pourcentage des inerties polaires revenant aux éléments porteurs

Chapitre V :

Tableau V.1 : Les périodes de vibration sous le spectre de 2003.

Tableau V.2 : Vérification de l'effort sismique dynamique

Tableau V.3 : extrêmes globaux des déplacements des nœuds

Tableau V.4 : Vérification des déplacements (RPA99).

Tableau V.5 : excentricités théoriques

Tableau V.6 : excentricités accidentelles

Tableau V.7 : extrêmes globaux des efforts

Tableau V.8 : extrêmes globaux des périodes sous le spectre de 1988

Tableau V.9 : vérification des efforts tranchants à la base

Tableau V.10 : extrêmes globaux des déplacements des nœuds

Tableau V.11 : Vérification des déplacements (RPA88).

Tableau V.12 : excentricités théoriques.

Tableau V.13 : excentricités accidentelles

Tableau V.14 : extrêmes globaux des efforts

Tableau V.15 : Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas $G+Q+Q_{eau}+EY$

Tableau V.16 : Contraintes dans le noyau central (RDC);cas $G+Q+Q_{eau}+EY$

Tableau V.17 : Efforts internes dans le noyau central (EC;1er étage);cas $G+Q+Q_{eau}+EY$

Tableau V.18 : Contraintes dans le noyau central (EC; 1er étage) ; cas $G+Q+Q_{eau}+EY$

Tableau V.19 : Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas $G+Q+Q_{eau}+EX$

Tableau V.20 : Contraintes dans le noyau central (RDC);cas $G+Q+Q_{eau}+EX$

Tableau V.21 : Efforts internes dans le noyau central (EC;1er étage);cas $G+Q+Q_{eau}+EX$

Tableau V.22 : Contraintes dans le noyau central (EC;1er étage);cas $G+Q+Q_{eau}+EX$

Tableau V.23 : Efforts internes dans le voile VL4 N°83 suivant XX (RDC);cas G+Q+Qeau+EX

Tableau V.24 : Contraintes dans le voile 83 (RDC) xx; cas G+Q+Qeau+EX

Tableau V.25 : Efforts internes dans le voile VL4 N°83 suivant XX (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau V.26 : Contraintes dans le voile 83 (RDC) xx; cas G+Q+Qeau+EY

Tableau V.27 : Efforts internes dans le voile VL1 N°92 suivant YY (RDC);cas G+Q+Qeau+EX

Tableau V.28 : Contraintes dans le voile 92 (RDC) yy; cas G+Q+Qeau+EX

Tableau V.29 : Efforts internes dans le voile VL1 N°92 suivant YY (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau V.30 : Contraintes dans le voile 92 (RDC) yy; cas G+Q+Qeau+EY

Tableau V.31 : Efforts internes dans le poteau N°254 ; cas G+Q+Qeau+EX

Tableau V.32 : Efforts internes dans le poteau N°254 ; cas G+Q+Qeau+EY

Tableau V.33 : Efforts internes dans la poutre N°55 ; cas G+Q+Qeau+EX

Tableau V.34 : Efforts internes dans la poutre N°55 ; cas G+Q+Qeau+EY

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : extrême globaux des périodes de vibration (solution 1)

Tableau VI.2 : Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau VI.3 : Contraintes dans le noyau central (RDC); cas G+Q+Qeau+EY

Tableau VI.4 : extrêmes globaux des périodes (solution 2)

Tableau VI.5 : Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau VI.6 : Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau VI.7 : période fondamentale (solution 3)

Tableau VI.8 : Efforts internes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau VI.9 : Contraintes dans le noyau central (RDC);cas G+Q+Qeau+EY

Tableau VI.10 : devis quantitatif et estimatif de la première solution

Tableau VI.11 : devis quantitatif et estimatif de la troisième solution

Tableau VI.12 : Vérification de l'effort sismique dynamique

Tableau VI.13: extrêmes globaux des déplacements des nœuds

Tableau VI.14: Vérification des déplacements (RPA99).

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : situation de notre projet et l'ouvrage qui le remplace

Figure I.2 : vue générale de l'ouvrage

Figure I.3 : vue satellitaire de la situation de l'ouvrage « photo Google maps »

Figure I.4 : vue satellitaire de notre ouvrage et le réservoir « photo Google earth »

Figure I.5 : Plan de la façade sud-est

Figure I.6 : Plan de la façade sud-ouest

Figure I.7 : Plan de coupe

Figure I.8 : Plan de l'étage courant

Figure I.9 : Plan du premier étage

Figure I.10 : Plan du RDC

Figure I.11: Plan des fondations

Chapitre II :

Figure II.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

Figure II.2 : Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'ELS

Figure II.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers

Chapitre III :

Figure III.1 : disposition des voiles

Figure III.2 : disposition des poutres

Figure III.3 : coupe verticale du plancher terrasse

Figure III.4 : coupe verticale du plancher EC

Figure III.5 : position du centre de masse des plancher

Figure III.6 : caractéristiques géométriques de l'acrotère

Figure III.7.a : Coupe verticales de l'escalier du dernier niveau

Figure III.7.b : caractéristiques géométriques des escaliers du RDC

Figure III.7.c : caractéristiques géométriques des escaliers de l'EC

Figure III.8 : coupe du mur de façade type 1

Figure III.9 : coupe du mur de façade type 2

Figure III.10 : coupe du mur intérieur type 1

Figure III.11 : coupe du mur intérieur type 2

Chapitre IV :

Figure IV.1: Page d'accueil du logiciel ROBOT

Figure IV.2: choix du type de structure à étudier.

Figure IV.3: préférence de l'affaire.

Figure IV.4: définition des lignes de construction.

Figure IV.5: Définition des éléments barre.

Figure IV.6: boîte de dialogue « barre » (Modélisation des poutres et des poteaux).

Figure IV.7.a : modélisation des panneaux (création des contours)

Figure IV.7.b : modélisation des panneaux (définition des épaisseurs)

Figure IV.7.c : introduction des caractéristiques du panneau
Figure IV.7.d : affectation des propriétés du panneau
Figure IV.7.e : exemple de modélisation des panneaux
Figure IV.8.a ; Figure IV.8.b ; Figure IV.8.c ; Figure IV.8.d : paramètres de la commande structure type
Figure IV.8.e : prise en forme du noyau
Figure IV.8.f : création des lignes de construction en coordonnées cylindrique
Figure IV.9.a : commande arc
Figure IV.9.b : commande révolution
Figure IV.9.c : vue en coupe du réservoir sans la coupole
Figure IV.9.d : vue en 3D du réservoir sans la coupole
Figure IV.9.e : commande géométrie pour la création des supports du réservoir
Figure IV.9.f : vue en 3D du réservoir et support
Figure IV.10.a : création des appuis linéaires avec la commande appuis
Figure IV.10.b : vue en plan des appuis de la structure
Figure IV.10.c : vue en 3D encastrement des voiles et noyau central
Figure IV.11.a : boîte de dialogue attributs
Figure IV.11 : boîte de dialogue attributs
Figure IV.12.a : Liaison rigide
Figure IV.12.b : conditions aux limites de la liaison rigide
Figure IV.12.c : vue d'un plancher infiniment rigide
Figure IV.13.a : définition des cas de charges
Figure IV.13.b ; Figure IV.13.c : définition de la charge surfacique
Figure IV.13.d : définition de la charge hydrostatique
Figure IV.13.e : représentation du chargement du réservoir
Figure IV.14.a : commande option de calcul
Figure IV.14.b ; Figure IV.14.c : paramètre de l'analyse modale
Figure IV.14.d : Définition des paramètres de l'analyse sismique (RPA)
Figure IV.14.e : conversion des charges en masse
Figure IV.15.a : paramètre des combinaisons d'action
Figure IV.15.b : Définition des combinaisons d'actions
Figure IV.16 : Vérification de la structure
Figure IV.17 : création des étages avec la commande étage
Figure IV.18 : Vue de la structure en 3D
Figure IV.19 : tableau de données et résultats
Figure IV.20.a : exemple de la commande propriétés des objets dans le fichier résultats
Figure IV.20.b : exemple M.N.T dans les éléments barre
Figure IV.20.c : exemple déplacements dans les éléments barre
Figure IV.21.a : fichier résultat, paramètres des diagrammes
Figure IV.21.b : diagrammes des M.N.T
Figure IV.21.c : diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U
Figure IV.21.d : diagrammes des efforts normaux à l'E.L.U
Figure IV.21.e : diagrammes des tranchants FX à l'E.L.U
Figure IV.22.a : déformée d'un portique de la structure
Figure IV.23.a : Commande cartographie
Figure IV.23.b : cartographie des voiles

Figure IV.23.c : cartographies des voiles et noyau
Figure IV.23.d : cartographie du réservoir
Figure IV.24.a : exemple du ferrailage d'un poteau, choix des combinaisons
Figure IV.24.b : poteau-vue
Figure IV.24.c : choix des armatures et leurs nuances
Figure IV.24.d : ferrailage du poteau, définition des options de calcul
Figure IV.24.e : disposition du ferrailage
Figure IV.24.f : plan d'exécution du poteau

Chapitre V :

Figure V.1 : model mathématique de la structure
Figure V.2 : schéma pour le calcul du volume d'une calotte sphérique
Figure V.3 : schéma pour le calcul du volume des parois
Figure V.4 ; Figure V.5 : schéma pour le calcul du volume de la cheminée du réservoir
Figure V.6.a : choix de l'orientation du repère local dans le fichier résultat
Figure V.6.b.1 : N_{xx} RPA 88
Figure V.6.b.2 : N_{xx} RPA 2003
Figure V.6.c.1 : N_{yy} RPA 88
Figure V.6.c.2 : N_{yy} RPA 2003
Figure V.6.d.1 : N_{xy} RPA 88
Figure V.6.d.2 : N_{xy} RPA 2003
Figure V.6.e.1 : M_{xx} RPA 88
Figure V.6.e.2 : M_{xx} RPA 2003
Figure V.6.f.1 : M_{yy} RPA 88
Figure V.6.f.2 : M_{yy} RPA 2003
Figure V.6.g.1 : M_{xy} RPA 88
Figure V.6.g.2 : M_{xy} RPA 2003
Figure V.6.h.1 : Q_{xx} RPA 88
Figure V.6.h.2 : Q_{xx} RPA 2003
Figure V.6.i.1 : Q_{yy} RPA 88
Figure V.6.i.2 : Q_{yy} RPA 2003
Figure V.6.j.1 : σ_{xx} RPA 88
Figure V.6.j.2 : σ_{xx} RPA 2003
Figure V.6.k.1 : σ_{yy} RPA 88
Figure V.6.k.2 : σ_{yy} RPA 2003
Figure V.6.l.1 : σ_{xy} RPA 88
Figure V.6.l.2 : σ_{xy} RPA 2003
Figure V.7 : Photo noyau central RDC
Figure V.8 : cartographie du noyau central RDC
Figure V.9 : photo voile du RDC
Figure V.10 : Choix du repère local des poteaux
Figure V.11.a : N sous le RPA 1988
Figure V.11.b : N sous le RPA 2003

Figure V.11.c : Uz sous le RPA 1988

Figure V.11.d : Uz sous le RPA 2003

Figure V.12 : Choix du repère local des poutres

Figure V.13 : effet hydrodynamique dans le réservoir

Figure V.14 : comparaison entre les contraintes dans le noyau central RDC cas du réservoir vide et cas plein

Chapitre VI :

Figure VI.1 : zone à réparer

Figure VI.2 : piquage à l'aide d'un marteau pneumatique

Figure VI.3 : Béton coulé en place derrière une paroi coffrée

Figure VI.4 : Béton pompé derrière une paroi coffrée

Figure VI.5 : vue en 3D modélisation de la deuxième solution

Figure VI.6 : vue en 3D modélisation de la troisième solution

