



Sommaire



<i>Remerciements</i>
<i>Introduction</i>
<i>Présentation du bureau d'études</i>
I. <i>Généralités</i>
1. <i>Présentation générale du projet.</i>
2. <i>Hypothèses de calcul.</i>
4. <i>Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.</i>
II. <i>Conception de la structure :.....</i>
1. <i>Préalinaire.</i>
2. <i>Choix et pré dimensionnement des éléments de la structure.</i>
■ <i>Planchers</i>
■ <i>Poutres</i>
3. <i>Plan coffrage.</i>
III. <i>Calcul de la structure :.....</i>
1. <i>Evaluation des charges.</i>
2. <i>Descente de charge :</i>
■ <i>Principe.</i>
■ <i>Descente de charge pour le poteau H-5.</i>
IV. <i>Modélisation de la structure par CBS.....</i>
1. <i>Description générale du logiciel CBS.</i>
2. <i>Résultats du logiciel.</i>
3. <i>Conclusion.</i>
V. <i>Ferraillage des éléments de la structure :.....</i>
1. <i>Ferraillage des poteaux</i>
■ <i>Principe</i>
■ <i>Ferraillage du poteau H-5</i>
2. <i>Ferraillage des poutres</i>
■ <i>Principe</i>
■ <i>Ferraillage de la poutre A1-D1</i>
3. <i>Ferraillage des fondations superficielles</i>
■ <i>Principe</i>
■ <i>Ferraillage de la fondation sous poteau H-5</i>
VI. <i>Conclusion</i>
VII. <i>Annexes.</i>



REMERCIEMENTS



Nous tenons tout d'abord à exprimer nos chaleureux remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin au bon déroulement de notre stage d'ingénieur.

Nous remercions tout particulièrement Monsieur OUTLIOUA qui nous a permis d'effectuer notre stage au sein de son bureau d'études en nous accueillant chaleureusement.

Nos vifs remerciements se destinent à Mr. Elmehdi , qui nous a fait l'honneur de nous encadrer et de nous faire part de son expérience et de son savoir faire tout au long de la réalisation de ce travail. Nous tenons à lui exprimer notre profonde reconnaissance pour les conseils toujours pertinents qu'il nous a prodigué et son souci permanent quant à l'avancement de notre projet.

Nous remercions également tout l'ensemble du personnel du bureau d'étude IBEM pour leur gentillesse et leur collaboration depuis le début jusqu'à la fin de notre exercice.

Finalement, nous tenons à saluer l'initiative de l'Ecole Hassania des Travaux Publics, pour avoir instauré un module intitulé « stage ingénieur » à travers lequel on a l'occasion de découvrir de près le milieu professionnel que nous intégrerons dès l'obtention de nos diplômes.



INTRODUCTION :



L'ingénierie civile est une panoplie d'activités qui contribue au développement du pays en édifiant des infrastructures et des superstructures selon les règles d'art.

Ainsi ce secteur requiert des acteurs ayant acquis les connaissances, les compétences et les outils nécessaires pour faire un travail fructueux et aboutir à des constructions et des édifices de bonne qualité et de long rendement, c'est la mission des ingénieurs génie civil.

Pour ceci l'école Hassania des Travaux Publics a prévu un parcours étudiantin où l'élève ingénieur est amené à passer un stage estival lui permettant d'intégrer le milieu professionnel et de concrétiser ses connaissances théoriques. Après un stage d'initiation professionnelle l'an dernier, le stage ingénieur prévu à la fin de la deuxième année vient renforcer ceci. Pendant six semaines, l'élève ingénieur doit participer à l'élaboration d'un projet réel de génie civil.

Dans ce cadre, nous avons eu l'opportunité de passer notre stage ingénieur au sein du bureau d'étude «IBEM », et durant lequel on nous a confié la tache de concevoir et dimensionner un bâtiment d'habitation R+9 en plus de deux sous-sols. Les objectifs de ce stage sont :

- Intégrer le milieu de travail des ingénieurs en respectant les contraintes.
- La mise en exerce des acquis théoriques que nous avons appris durant les deux années d'étude.



Présentation du bureau d'études



Le bureau d'étude où on a passé notre stage de deuxième année est **IBEM** (INGENIERIE-BUREAU-ETUDE MAROC), de son directeur **Salah Eddine OUTLIOUA**, professeur permanent à l'**Ecole HASSANIA des Travaux Publics**.

Le domaine d'activité du bureau :

- ❖ Le béton armé : modélisation et dimensionnement pour le bâtiment et les ouvrages d'arts ;
- ❖ La précontrainte : modélisation et dimensionnement pour les ouvrages d'arts ;
- ❖ La charpente métallique : conception, modélisation et dimensionnement ;
- ❖ Voiries, réseaux divers, assainissement ;
- ❖ Etude des réseaux techniques ;
- ❖ Documents relatifs aux études des lots architecturaux et de décoration ;
- ❖ Métrés ;
- ❖ CPS, DCE,....
- ❖ Suivi et surveillance des travaux.

L'adresse du bureau d'étude :

32, résidence Azzaitouna, rue Al Banafsaj Mers Sultan Casablanca



I. Présentation du projet :



1. Présentation générale du projet :

Notre étude consiste en la conception et dimensionnement de deux blocs C du projet de bâtiment d'habitation à la ville de Tanger, qui se compose de 5 blocs séparés par des joints. Il s'agit d'un bâtiment à 12 niveaux dont deux sous-sols.

Les blocs sont représentés sur la figure suivante :

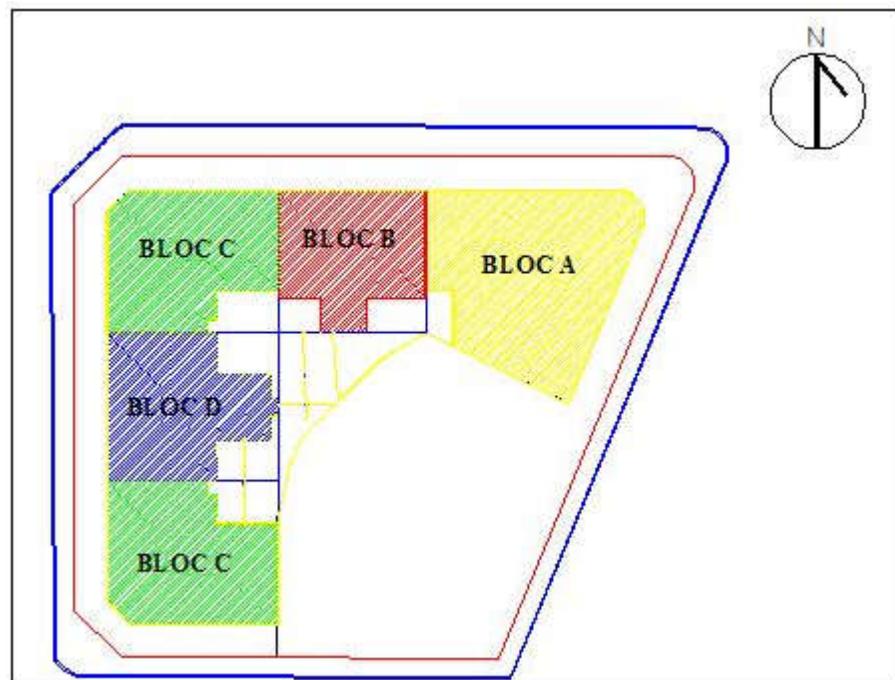


Fig. Les blocs du projet

Les niveaux sont disposés comme suit :

- Deux sous-sols pour le parking.
- Un RDC réservé à un magasin.



- Une mezzanine réservée au magasin de RDC.
- Les niveaux du 1er au 9eme étage sont destinés à l'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

Ci-dessous sont représentées les façades donnant sur les rues :



Fig. façade rue Abi Jarir Tabari



Fig. façade rue Ghassania



Fig. façade rue Van Beethoven



2. Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites ultimes (ELU) et Etats limites de service (ELS).

3. Le Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- ∞ Masse volumique : pour le béton non armé, elle est prise dans notre Présente étude égale à 2.5 t/m³.
- ∞ Résistances caractéristiques : lors de notre étude on a pris une valeur de 25MPa pour f_{c28}, et par conséquent :
$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

II. Conception de la structure :



1. Préliminaire.

La conception de l'ouvrage est la phase la plus importante dans l'étude d'une construction, elle consiste dans le choix de la structure la plus optimale, c'est-à-dire celle qui respecte le plus, les exigences du maître d'ouvrage, de l'architecte et du bureau de contrôle, tout en gardant une structure bien porteuse, facile à exécuter et moins coûteuse sur le plan économique. Aussi, le respect des normes qui réglementent le type de la structure étudiée est indispensable.

La conception se base sur les plans d'architecte, ces plans sont donnés ou reproduits sur AUTOCAD pour faciliter la manipulation.

En général les étapes à suivre dans cette phase sont :

- Vérifier la faisabilité de la variante ;
- S'assurer que les plans respectent les fonctions prévues pour la construction ;
- Respecter les normes et les règles qui régissent une telle construction ;
- Vérifier la conformité entre les niveaux de la structure;
- Chaîner les poteaux ;
- S'assurer que les dalles et les poutres sont bien appuyées ;
- Pré dimensionner les éléments (dalles, poutres, poteaux et voiles) ;

- Renommer les niveaux ainsi que leur éléments ;
- Définir les dalles et indiquer leur sens de portée.
- Tracer les axes verticaux et horizontaux des poteaux et donner la cotation entre axes.
- Dessiner le plan de coffrage.

Dans notre projet, cette phase de conception a duré deux semaines à cause de la variation de la structure d'un niveau à l'autre (notre bâtiment comprend deux sous-sols, un rez-de-chaussée, une mezzanine, sept étages en encorbellement identiques et deux retraits différents), donc on a en total six variations dans la structure, ce qui nous a obligés d'être vigilants pour positionner les poteaux, car en passant d'un niveau à l'autre il y'a risque qu'un poteau sort au milieu d'une salle donc il faut que tous les poteaux soient noyés dans les murs.

Une autre contrainte consiste à avoir un minimum d'axe pour faciliter le calcul et l'exécution du projet cela nous a obligé parfois de refaire le travail.

2. Choix et pré dimensionnement des éléments de la structure.

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, ce qui permet d'avoir des dimensions économiques et éviter d'avoir un sur plus de béton et d'acier. Pour cela les règlements en vigueur notamment le BAEL 91 donne des fourchettes pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

1.1. Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan, ils séparent deux étages d'un bâtiment et supportent les charges. Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

* Résistance et stabilité :

- Supporter les charges
- Limitation des flèches

- Durabilité

* Etanchéité et protection

- A l'air
- Au feu



- * Isolation thermique et acoustique :
- * Fonction architecturale : Aspect décoratif en sous face
- * Fonction technique :
 - Facilité de la mise en œuvre.
 - Réservations pour gaines (eau, électricité).

☞ Pour notre structure, on a opté pour un plancher de type plancher dalle d'épaisseur **25 cm**.

Un plancher-dalle (ou plancher-champignon) est un plancher à sous-face horizontale, sans aucune retombée pour les poutres et s'appuyant directement sur les poteaux avec éventuellement un épanouissement de ces derniers en forme de chapiteau ayant pour but de réduire la portée de la dalle, d'accroître la rigidité et d'éviter le poinçonnement au droit du poteau ; ils sont alors dénommés planchers-champignons.

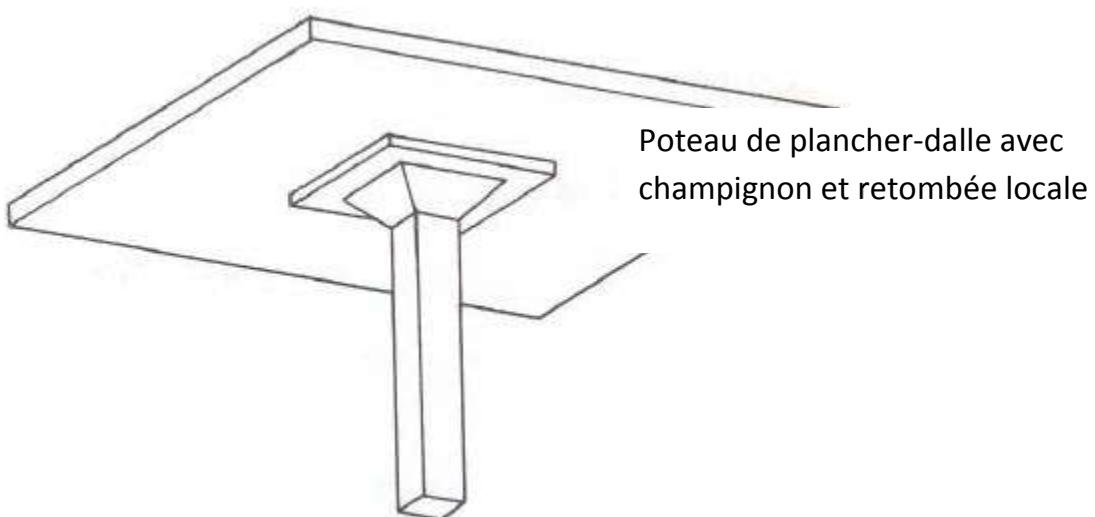


Fig. Poteau de plancher dalle avec champignon et retombée locale

Les avantages de ces planchers sont les suivants :

- Simplicité des coffrages, en dehors de ceux des chapiteaux ;

- Absence de poutres avec retombée, ce qui facilite, dans une certaine mesure, l'éclairage des locaux et le passage des canalisations.

L'intérêt économique résulte dans la simplicité du coffrage et de la possibilité de son remploi car, en général, ces planchers consomment plus de béton et plus d'acier que les planchers avec dalles, poutrelles et poutres apparentes.

Cet intérêt ne peut d'ailleurs exister que :

- ✓ Si l'on a un assez grand nombre de panneaux continus dans chaque sens ;
- ✓ Si tous les panneaux ont une forme rectangulaire ne différant pas trop du carré ;
- ✓ S'il n'y a pas de trous ou de trémies de grandes dimensions

1.2. Poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de Section rectangulaire $b \times h$, elles transmettront aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

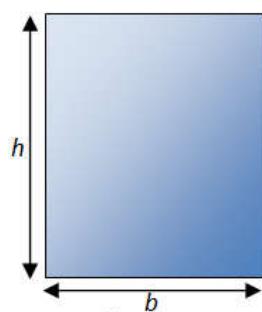


Fig. Poutre de section rectangulaire

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAEL91.

Pour une poutre isostatique : $h/l \geq 1/16$ avec $0.3h \leq b \leq 0.7h$

b : la largeur de la poutre

h : la hauteur de la poutre

- Exemple : Pré dimensionnement des poutres F1-J1 et G1-I1 sur le plancher haut du SS1:

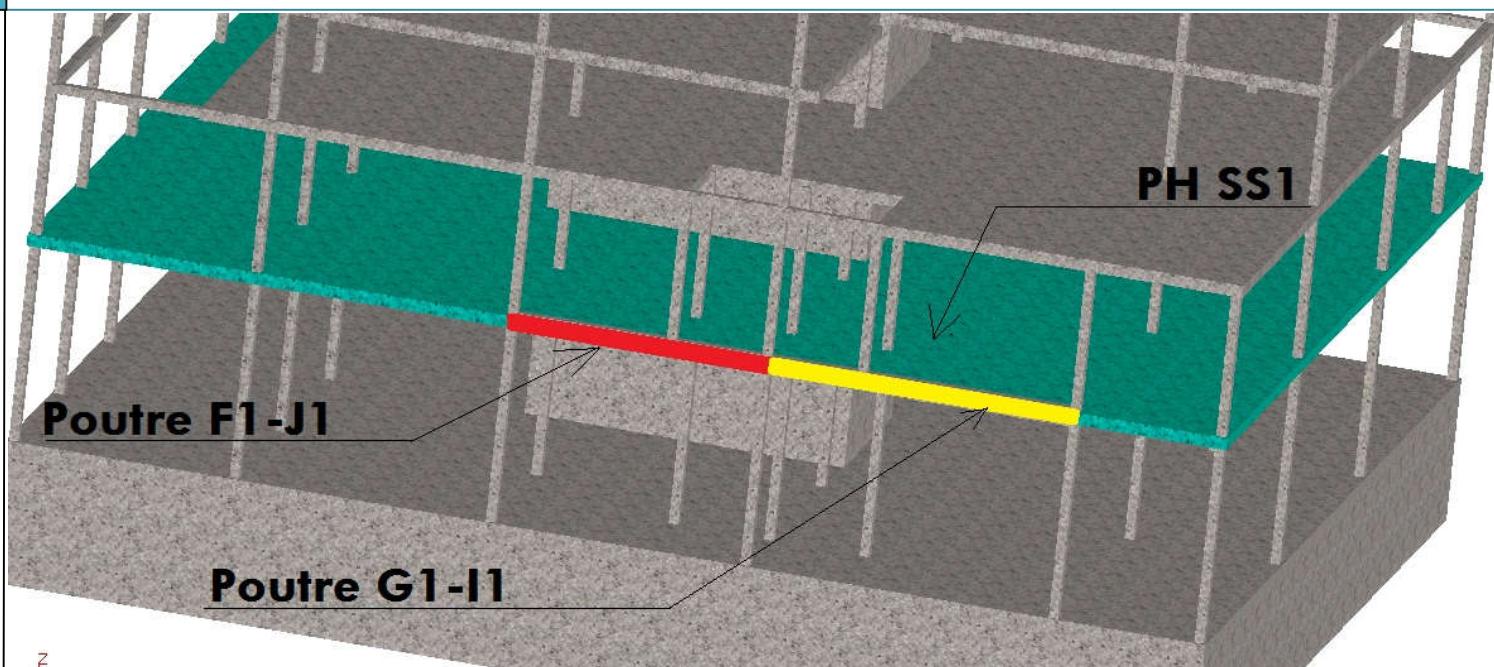


Fig. Vue 3D des poutres F1-J1 et G1-I1

La poutre F1-J1 est isostatique de longueur $L=6,53\text{ m}$.

$$\Rightarrow H_{min} = L/16$$

$$H_{min} = 6,53/16$$

$$= 40,81 \text{ cm.}$$

On retient une valeur de **$h = 41 \text{ cm}$**

$$\Rightarrow b_{max} = 0,7.h$$

$$= 0,7.41$$

$$= 28,57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_{min} = 0,3.h$$

$$= 0,3.41$$

$$= 12,24 \text{ cm}$$

On retient une valeur de **$b = 15 \text{ cm}$**

De même la poutre G1-I1 est isostatique de longueur $L=5,37\text{ m}$.

$$\Rightarrow H_{min} = L/16$$

$$H_{min} = 5,37/16$$

$$= 33,56 \text{ cm.}$$

On retient une valeur de **$h = 41 \text{ cm}$**

$$\Rightarrow b_{max} = 0,7.h$$

$$= 0,7.41$$

$$= 28,57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b_{min} = 0,3.h$$

$$= 0,3.41$$

$$= 12,24 \text{ cm}$$

On retient une valeur de **b = 15 cm**

Le tableau suivant présente les résultats de pré dimensionnement pour la totalité des poutres existantes dans la structure :

Désignation	PH étage N°	L en (m)	Hmin th en (cm)	bmin th en (cm)	bmax th en (cm)	H en (cm)	b en (cm)
F1-G1	PH-SS1	5.37	33.56	12.30	28.70	41	15
G1-I1	PH-SS2	6.53	40.81	12.24	28.57	41	15
B7-C8	PH-RDC	3.94	24.63	15.00	35.00	50	20
C8-D6	PH-RDC	5.8	36.25	15.00	35.00	50	15
E5-E8	PH-RDC	7.7	48.13	15.00	35.00	50	15
H5-H8	PH-RDC	7.7	48.13	15.00	35.00	50	15
I5-I8	PH-RDC	7.7	48.13	15.00	35.00	50	15
J5-J8	PH-RDC	7.7	48.13	15.00	35.00	50	15
A1-D1	PH-7	4.65	29.06	8.72	20.34	30	15
A2-D2	PH-7	4.65	29.06	8.72	20.34	30	15
A4-D4	PH-7	4.65	29.06	8.72	20.34	30	15
A6-D6	PH-7	4.65	29.06	8.72	20.34	30	15
F1-G1	PH-7	5.37	33.56	10.07	23.49	34	15
F2-G2	PH-7	5.37	33.56	10.07	23.49	34	15
D1-D2	PH-7	3.77	23.56	7.07	16.49	24	15
F1-F2	PH-7	3.77	23.56	7.07	16.49	24	15
G1-G3	PH-7	6.33	39.56	11.87	27.69	40	15
I3-I5	PH-7	7	43.75	13.13	30.63	44	15
J3-J5	PH-7	7	43.75	13.13	30.63	44	15
I5-I8	PH-7	7.7	48.13	14.44	33.69	48	15
J5-J8	PH-7	7.7	48.13	14.44	33.69	48	15
E5-E8	PH-7	7.7	48.13	14.44	33.69	48	15
H5-H8	PH-7	7.7	48.13	14.44	33.69	48	15
B17a-B27b	PH-7	2.2	13.75	4.13	16.63	14	15
B31-D1	PH-1er RET	3.45	21.56	6.47	15.09	50	15
B34-E4	PH-1er RET	8	50.00	15.00	35.00	50	25
B35-E5	PH-1er RET	8	50.00	15.00	35.00	50	25
B34-B36	PH-1er RET	7.44	46.50	13.95	32.55	50	25
E5-E7b	PH-1er RET	6.5	40.63	12.19	28.44	45	20
H5-H7b	PH-1er RET	6.5	40.63	12.19	28.44	45	20
J5-J7b	PH-1er RET	6.5	40.63	12.19	28.44	45	20
H5-I5	PH-1er RET	6.23	38.94	11.68	27.26	45	20

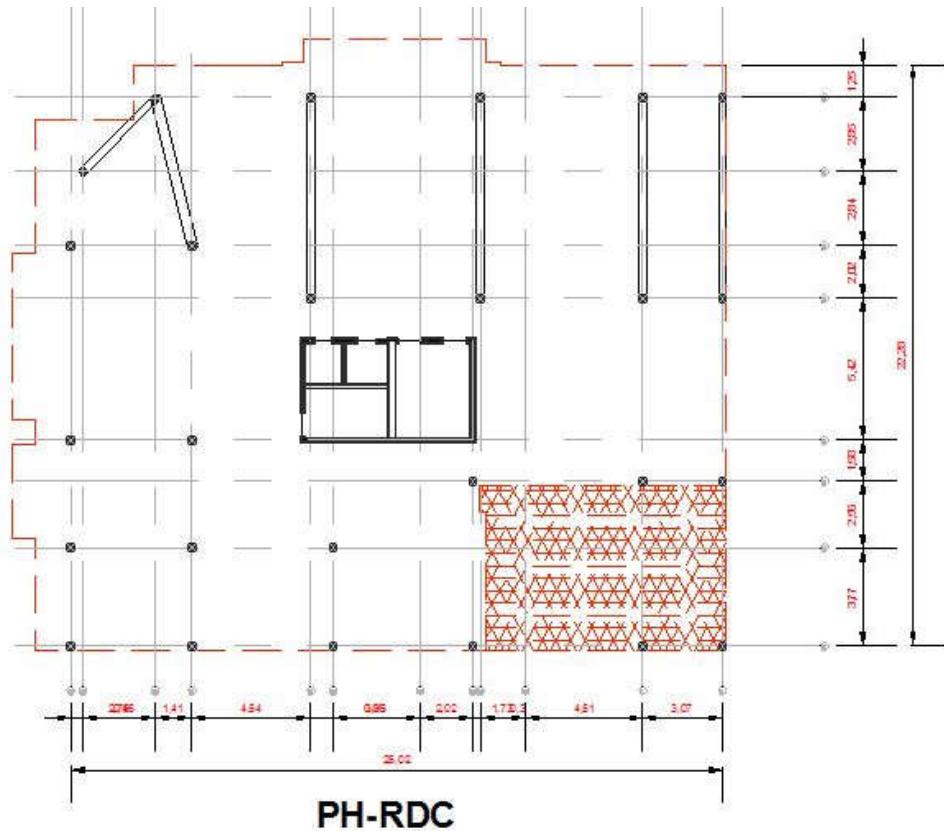
3. Plan de coffrage :

A la fin de l'étape de conception, on a terminé par donner le plan coffrage, c'est un plan qui ne fait apparaître que le gros œuvre.



Seules les côtes Gros Œuvre Brut et la position des éléments porteurs (Poteau / Poutre / Linteau/ Raidisseur/voile) sont données.

On donne ci-dessous le plan coffrage du plancher haut de rez-de-chaussée :





III. Calcul de la structure :

1. Evaluation des charges :

i. Terrasse inaccessible :

Plus les charges appliquées sur le plancher, on prévoit pour la terrasse des acrotères d'hauteur=1,2m.

Les charges appliquées sur la terrasse sont :

☞ Charges permanentes :

- Dalle BA: $25*0,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$
- Forme de pente: $20*0,10 = 2 \text{ KN/m}^2$
- Étanchéité: $= 0,10 \text{ KN/m}^2$
- Gravillon: $21*0,04 = 0,84 \text{ KN/m}^2$

- Enduit en plâtre : $\underline{10*0,02= 0,20 \text{ KN/m}^2}$

Total : $\underline{g= 9,39 \text{ KN/m}^2}$

☞ Charge d'exploitation:

$$\underline{q= 1,00 \text{ KN/m}^2}$$

ii. Du 1er étage au 9eme étage :

On prévoit pour les étages courants un mur extérieur en brique creuse et pour les balcons un mur d'hauteur=1,2m.

Les escaliers ont un plancher d'hauteur= 25cm et des marches 28*17.

Les charges appliquées sur les étages courant sont :

☞ Charges permanentes :

- Dalle BA: $25*0,25= 6,25 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose : $20*0,02= 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage : $20*0,02= 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Cloison léger : $= 0,5 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre : $\underline{10*0,02= 0,20 \text{ KN/m}^2}$

Total $\underline{g= 7,75 \text{ KN/m}^2}$

☞ Charge d'exploitation :

$$\underline{q= 1,50 \text{ KN/m}^2}$$

iii. Plancher Mezzanine :

☞ Charges permanentes :

- Dalle BA: $25*0,25= 6,25 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose : $20*0,02= 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage: $20*0,02= 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Enduit en plâtre : $\underline{10*0,02= 0,20 \text{ KN/m}^2}$

Total $\underline{g= 7,25 \text{ KN/m}^2}$

☞ Charge d'exploitation :

$$\underline{q= 5,00 \text{ KN/m}^2}$$

iv. Rez-de-chaussée :

On prévoit un mur extérieur pour RDC

☞ Charges permanentes :

- Dalle BA: $25 * 0,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose : $20 * 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2$
- Carrelage : $\underline{20 * 0,02 = 0,4 \text{ KN/m}^2}$

Total $g = 7,05 \text{ KN/m}^2$

☞ Charge d'exploitation :

$$q = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

v. Sous-sol :

☞ Charges permanentes :

- Dalle BA: $25 * 0,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de ciment : $\underline{20 * 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2}$

Total $g = 6,65 \text{ KN/m}^2$

☞ Charge d'exploitation :

$$q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

2. Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction (murs et poteaux), les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

- Principe :

Soit la structure type représentée sur la figure suivante :

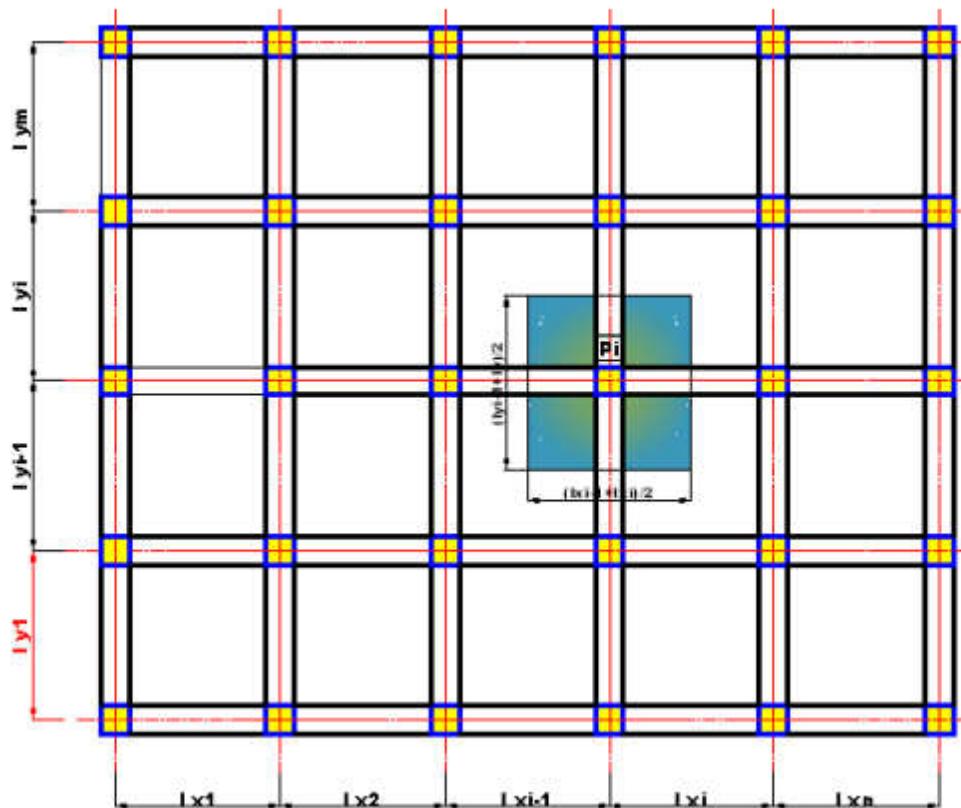


Fig. Vue dessus d'une structure type d'un bâtiment (niveau donné j)

Si l'on désire déterminer l'effort normal agissant sur le poteau P_i encadré par les deux trames ($l_{x_{i-1}}$ et l_{x_i}) dans le sens des X et deux trames ($l_{y_{i-1}}$ et l_{y_i}) il faudra calculer la surface d'influence affecté à ce poteau. Dans le cas de la figure précédente :

$$S_{P_i} = \left(\frac{l_{x_{i-1}} + l_{x_i}}{2} \right) \cdot \left(\frac{l_{y_{i-1}} + l_{y_i}}{2} \right)$$

Notons :

G_{terrasse} : Charges permanentes au niveau de la terrasse.

Q_{terrasse} : Charges d'exploitation au niveau de la terrasse.

G_{EC} : Charges permanentes au niveau courant.

Q_{EC} : Charges d'exploitation au niveau courant.

N : nombre des niveaux.

L'effort normal revenant au poteau P_i au niveau j est donné comme suit :

- : $N_{G,\text{terrasse}} = G_{\text{terrasse}} \times S_{P_i}$ $N_{Q,\text{terrasse}} = Q_{\text{terrasse}} \times S_{P_i}$
- : $N_{G,EC} = G_{EC} \times S_{P_i}$ $N_{Q,EC} = Q_{EC} \times S_{P_i}$

☞ Charges permanentes :

$$N_{G,j}^{Pi} = N_{G_{terrasse}}^{Pi} + \sum_{n=1}^j N_{G_{EC}}^{Pi}$$

☞ Charges d'exploitations :

$$N_{Q,j}^{Pi} = N_{Q_{terrasse}}^{Pi} + \sum_{n=1}^j C_i \cdot N_{Q_{EC}}^{Pi}$$

Combinaisons de charges :

A l'ELU l'effort normal est donné par la formule :

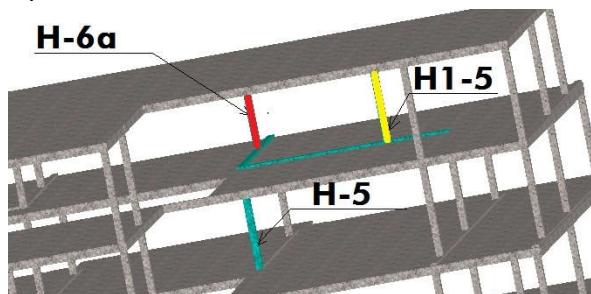
$$Nu = 1,35 \cdot N_{G-Pi} + 1,5 \cdot N_{Q-Pi}$$

- Exemple : Descente de charge pour le poteau H-5
- Les charges permanentes et surcharges : en chaque niveau sont données par le tableau suivant:

niveau	désignation	g	q
0	terrasse	9.39	1
1	PH 1ret	7.75	1.5
2	PH 7	7.75	1.5
3	PH6	7.75	1.5
4	PH 5	7.75	1.5
5	PH 4	7.75	1.5
6	PH 3	7.75	1.5
7	PH 2	7.75	1.5
8	PH1	7.75	1.5
9	PH RDC	7.05	5
10	PH Mez	7.25	5
11	PH SS1	6.65	2.5
12	PH SS2	6.65	2.5

☞ Remarque :

Soit ε Proportion de la charge, des étages supérieurs et transmise au poteau donné (H-5) via les poteaux H-6a et H1-5 et les poutres.





On calcule \mathcal{E} de la façon suivante :

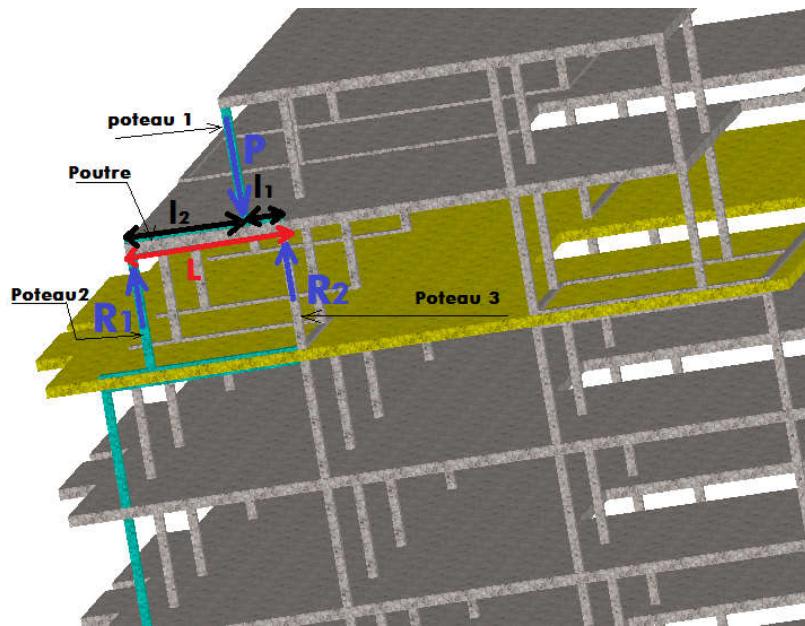


Fig. Coefficient de transmission de charge

La poutre étant isostatique. La charge P transmise du poteau 1 à la poutre est reprise par les deux poteaux 2 et 3. L'équilibre de la poutre donne :

- a) Équilibre des forces : $R_1 + R_2 = P$
- b) Équilibre des moments : $R_1 \cdot L - P \cdot l_1 = 0$
 $\Rightarrow R_1 = (l_1/L) \cdot P = l_1 / (l_1 + l_2) \cdot P$

Donc la proportion de la charge totale reprise par le poteau 2 est : $\mathcal{E}_2 = l_1 / (l_1 + l_2)$.

Donc la proportion de la charge totale reprise par le poteau 3 est : $\mathcal{E}_3 = l_2 / (l_1 + l_2)$.

Les valeurs de \mathcal{E} pour le poteau H-5 sont représentées sur le tableau :

	niveau	\mathcal{E}
H1-5	0	0.286
H-6a	0	0.415

➤ Valeurs des charges permanentes cumulées sur chaque niveau :

Charges Permanentes		
niveau	G_i (kN)	$G_{cumulée}$ (kN)
0 (H1-5)	322.293	92.084
0 (H-6a)	158.456	157.904
1	200.741	358.644
2	204.600	563.244
3	204.600	767.844

4	204.600	972.444
5	204.600	1177.044
6	204.600	1381.644
7	204.600	1586.244
8	204.600	1790.844
9	186.120	1976.964
10	118.538	2095.502
11	196.248	2291.750
12	196.248	2487.998

➤ *Valeurs des charges d'exploitation cumulées sur chaque niveau :*

☞ *Ci : Coefficient de dégression vertical des charges d'exploitation (surcharges).*

On note :

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_n : valeur du surcharge de l'étage n compté à partir du haut.

La loi de dégression donne :

Sous terrasse : Q_0 .

Sous 1^{er} étage : $Q_0 + Q_1$.

Sous 2^{ème} étage : $Q_0 + 0,95.(Q_1 + Q_2)$

Sous 3^{ème} étage : $Q_0 + 0,9.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,85.(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous 5^{ème} étage et suivants : $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$

Les valeurs des surcharges sont données dans le tableau suivant :

Exploitation		
niveau	Q_i (kN)	$Q_{cumulée}$ (kN)
0	34.323	9.807
0	16.875	16.816
1	38.853	65.476
2	39.600	101.153
3	39.600	132.870

4	39.600	160.628
5	39.600	184.425
6	39.600	204.263
7	39.600	224.089
8	39.600	243.909
9	132.000	325.325
10	81.750	370.995
11	73.778	410.719
12	73.778	449.972

➤ Valeurs de l'effort normal sur chaque niveau :

niveau	$N\mu$ (kN)	$N\mu$ (MN)
0	139.023	0.139
0	238.395	0.238
1	582.384	0.582
2	912.110	0.912
3	1235.896	1.236
4	1553.742	1.554
5	1865.648	1.866
6	2171.614	2.172
7	2477.564	2.478
8	2783.504	2.784
9	3156.889	3.157
10	3385.420	3.385
11	3709.942	3.710
12	4033.755	4.034

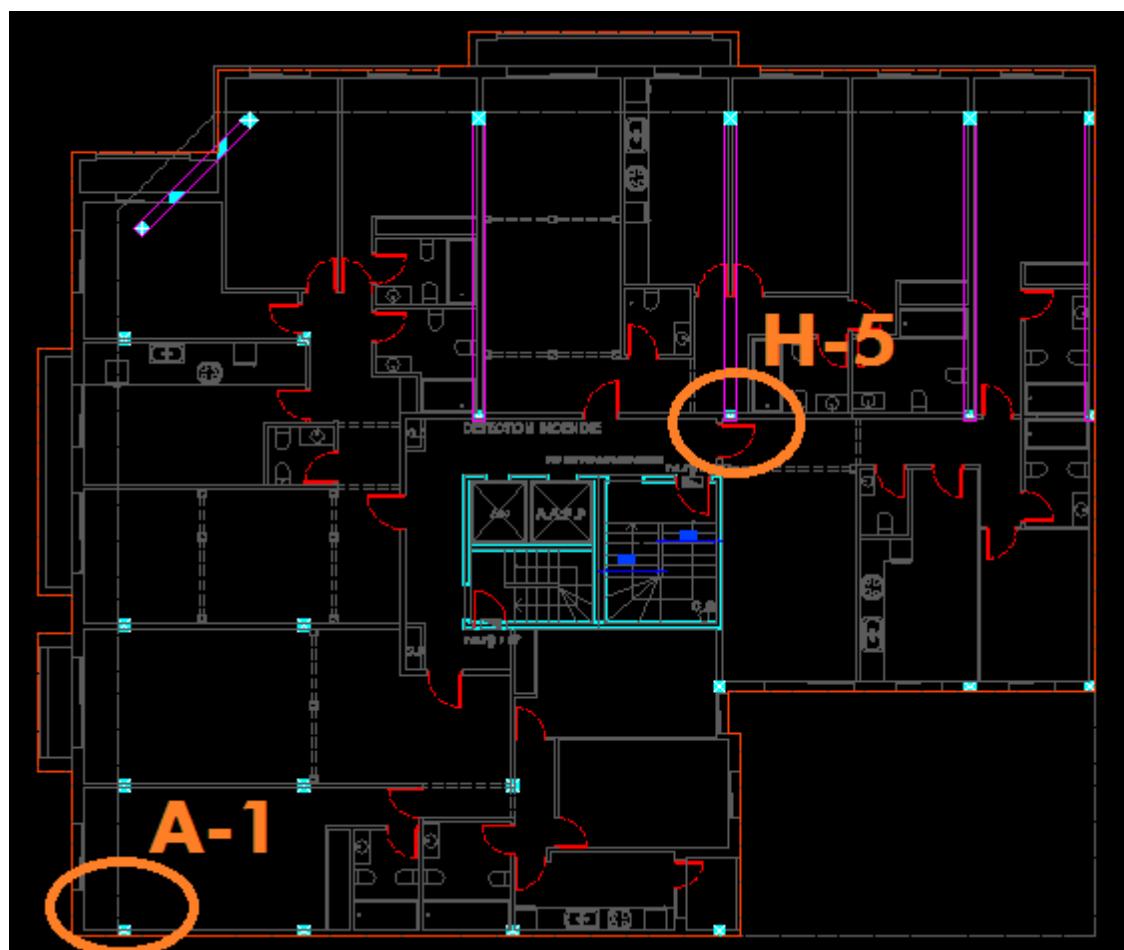
Récapitulons toutes les valeurs dans un tableau :

➤ Poteaux H-5 : (le poteau le plus chargé)

niveau	g	q	Ci	ε	$Si(m^2)$	Permanentes		Exploitation		$N\mu$ (MN)
						Gi (kN)	G_{cum} (kN)	Qi (kN)	Q_{cum} (kN)	

0 (H1-5)	9.39	1	1	0.286	34.323	322.29297	92.084	34.323	9.807	0.139
0 (H-6a)	9.39	1	1	0.415	16.875	158.45625	157.904	16.875	16.816	0.238
1	7.75	1.5	1		25.902	200.7405	358.644	38.853	65.476	0.582
2	7.75	1.5	0.95		26.4	204.6	563.244	39.600	101.153	0.912
3	7.75	1.5	0.9		26.4	204.6	767.844	39.600	132.870	1.236
4	7.75	1.5	0.85		26.4	204.6	972.444	39.600	160.628	1.554
5	7.75	1.5	0.8		26.4	204.6	1177.044	39.600	184.425	1.866
6	7.75	1.5	0.75		26.4	204.6	1381.644	39.600	204.263	2.172
7	7.75	1.5	0.71		26.4	204.6	1586.244	39.600	224.089	2.478
8	7.75	1.5	0.69		26.4	204.6	1790.844	39.600	243.909	2.784
9	7.05	5	0.67		26.4	186.12	1976.964	132.000	325.325	3.157
10	7.25	5	0.65		16.35	118.5375	2095.502	81.750	370.995	3.385
11	6.65	2.5	0.64		29.511	196.24815	2291.750	73.778	410.719	3.710
12	6.65	2.5	0.63		29.511	196.24815	2487.998	73.778	449.972	4.034

Ci-dessous sont donnés les résultats des calculs manuels pour le poteau : A-1.



➤ Poteau A-1 :

niveau	<i>g</i>	<i>q</i>	<i>Ci</i>	ε	<i>Si</i> (m^2)	Permanentes		Exploitation		N_{μ} (MN)
						<i>Gi</i> (KN)	<i>G_{cum}</i> (KN)	<i>Qi</i> (KN)	<i>Q_{cum}</i> (KN)	
0	9.39	1	1		4.541	42.64	42.640	4.541	4.541	0.064
1	7.75	1.5	1	0.2174	3.772	29.233	38.503	5.658	10.199	0.067
2	7.75	1.5	0.95	0.7419	7.482	57.9855	86.552	11.223	20.578	0.148
3	7.75	1.5	0.9		7.482	57.9855	144.537	11.223	29.835	0.240
4	7.75	1.5	0.85		7.482	57.9855	202.523	11.223	37.969	0.330
5	7.75	1.5	0.8		7.482	57.9855	260.508	11.223	44.981	0.419
6	7.75	1.5	0.75		7.482	57.9855	318.494	11.223	50.871	0.506
7	7.75	1.5	0.71		7.482	57.9855	376.479	11.223	56.681	0.593
8	7.75	1.5	0.69		7.482	57.9855	434.465	11.223	62.442	0.680
9	7.05	5	0.67		7.482	52.7481	487.213	37.410	85.627	0.786
10	6.65	2.5	0.65		5.038	33.5027	520.716	12.595	91.787	0.841
11	6.65	2.5	0.64		5.038	33.5027	554.218	12.595	97.971	0.895



IV. Modélisation de la structure par CBS :



1. Description générale du logiciel :

Le programme Autodesk Concrete Building Structures (Auto desk CBS) est destiné à la génération préalable du modèle de la structure et à l'estimation des coûts. La présente version du logiciel (grâce aux sections disponibles dans le programme) peut être utilisée avant tout pour les structures BA et bois. Le programme peut être utilisé comme :

- un outil lors de la génération des modèles de structures destinés à être présentés aux appels d'offre (modélisation rapide, estimation des coûts)
- un modeleur facile d'utilisation qui permet de générer automatiquement le modèle de calcul dans le logiciel Autodesk® Robot Structural Analysis
- un programme permettant les calculs estimatifs de la structure et le dimensionnement des éléments BA
- un programme permettant d'importer les modèles créés à l'aide des autres logiciels de dessin architectural.

Les fonctionnalités principales d'Autodesk CBS sont :

- i. la définition de la structure, y compris la génération automatique du modèle de calcul dans le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis
- ii. l'aide aux dessins architecturaux - exportation / importation DXF 2D (avec la possibilité de reconstruire la structure à partir des calques), exportation / importation IFC 3D, présentation architecturale de la structure saisie.
- iii. la définition des charges de la structure
- iv. les calculs estimatifs de la structure et le dimensionnement des éléments BA.

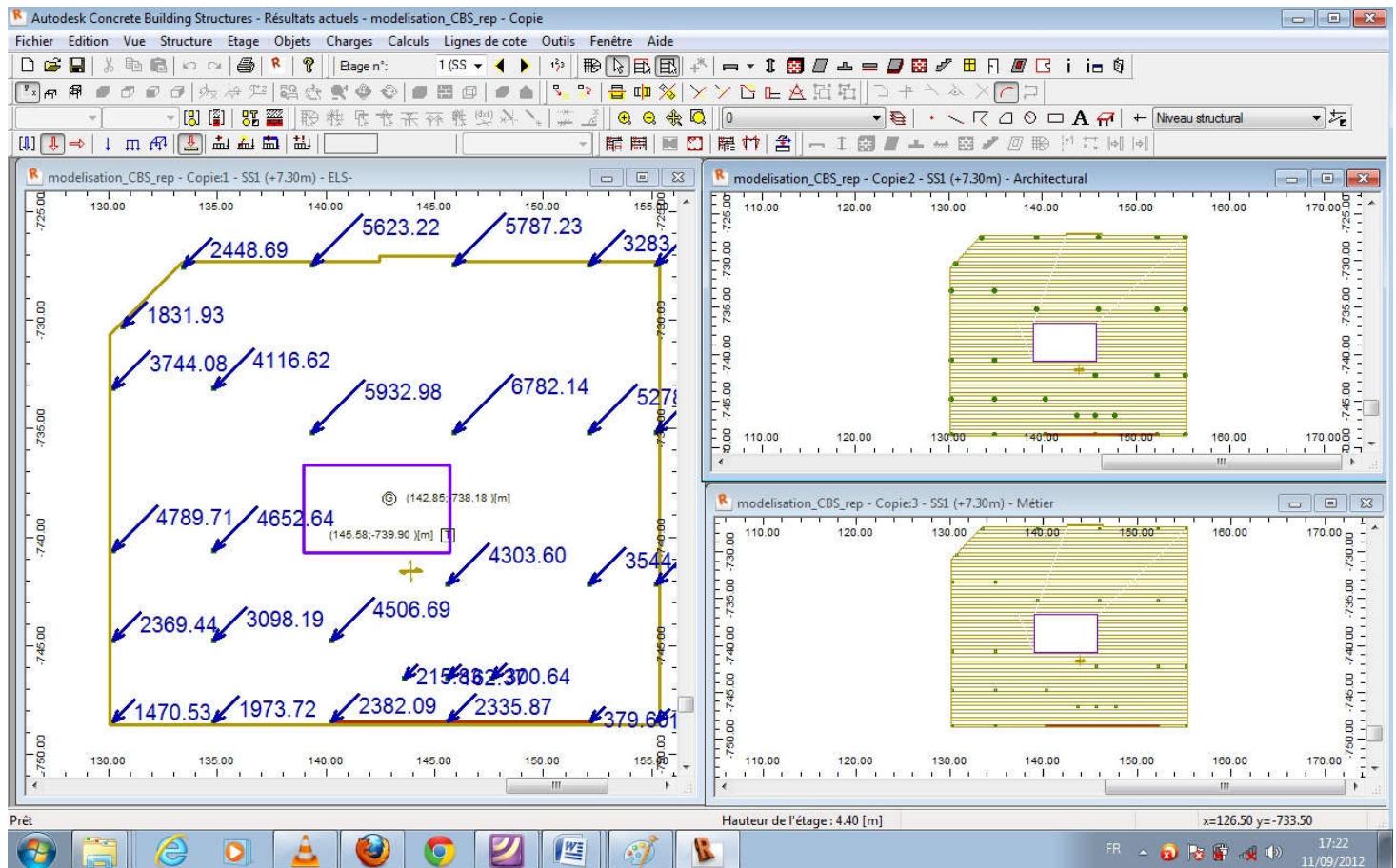


Fig. Vue de l'interface utilisateur sous CBS

2. Résultats du Logiciel :

Après la modélisation de notre structure et la définition des charges qui lui sont appliquées, on obtient les charges appliquées sur les éléments porteurs de la structure :

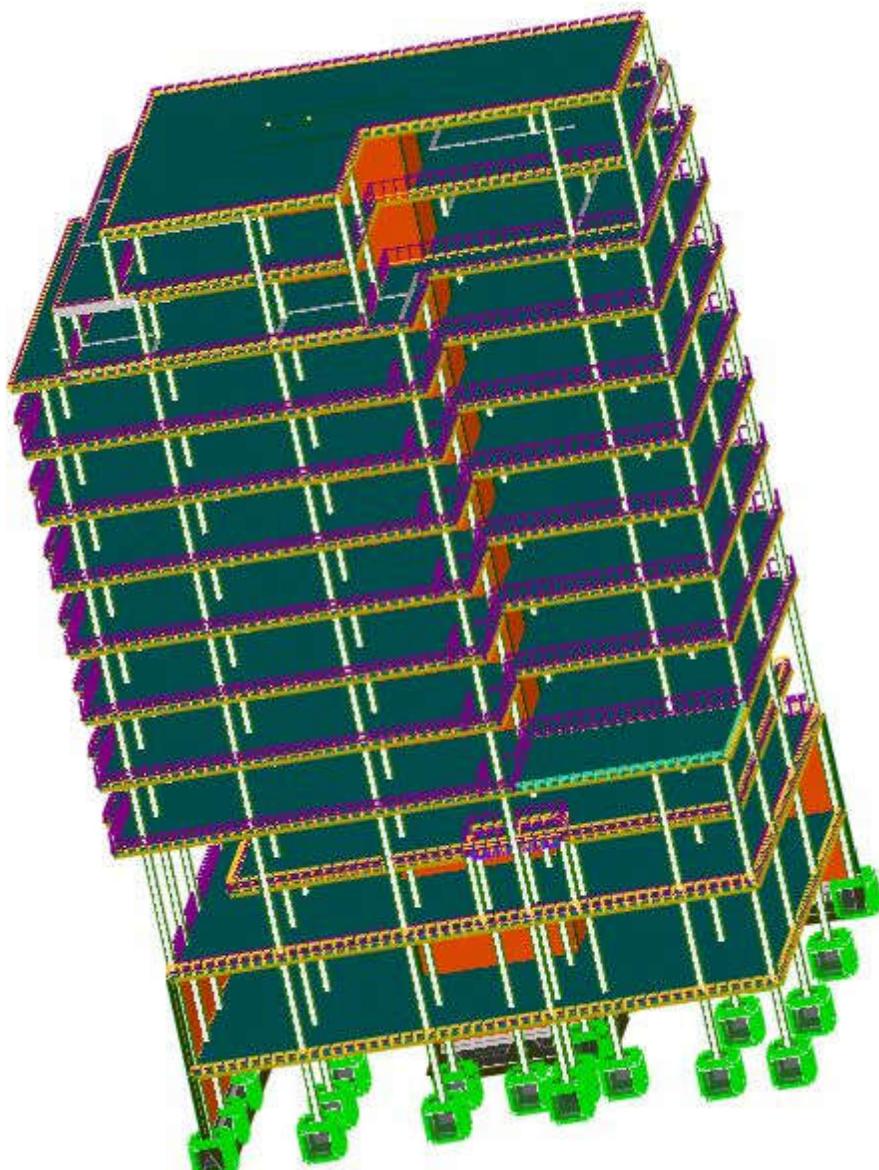


Fig. Vue 3D du Bâtiment entier modélisé sous CBS

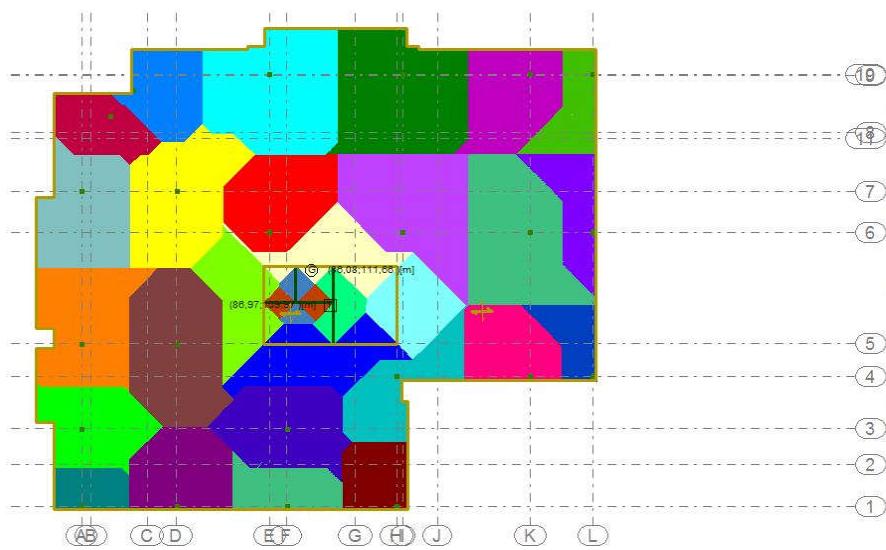


Fig. Surfaces d'influence étage courant

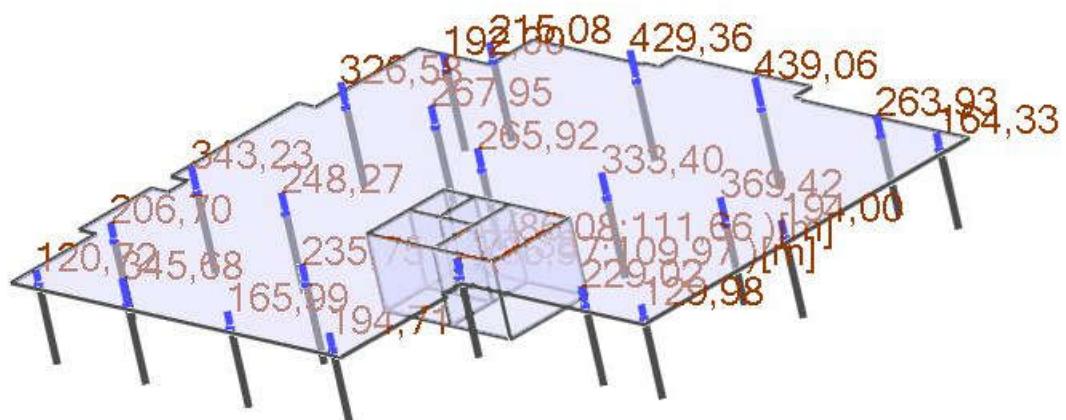


Fig. Descente de charge sur le deuxième étage

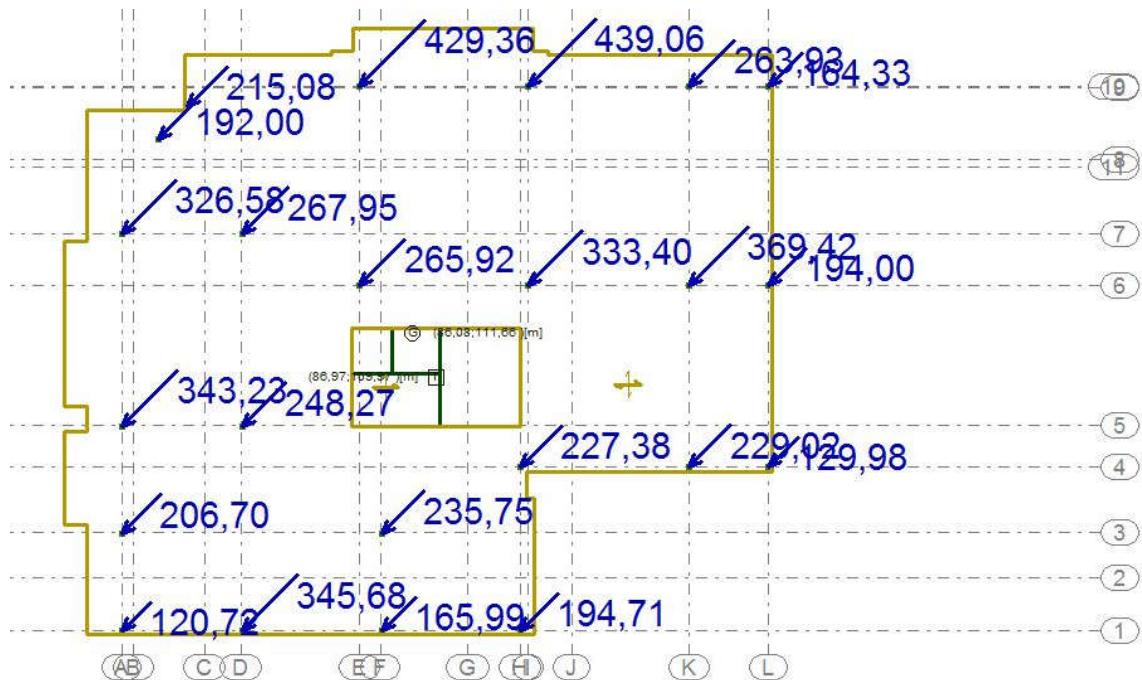


Fig. Descente de charge sur le deuxième étage

On donne dans le tableau ci-dessous les résultats de la descente de charge pour les poteaux J-1 et H-5 auxquels on a comparé les valeurs du calcul manuel et celles données par le CBS (sans tenir compte du poids propre des poteaux) :

Poteau J-1

Niveau	Nu(T)	Nu(T) manuel
terrasse	0	0
2retrait	0	0
1retrait	0	0
7 ETAGE	0	0
6 ETAGE	0	0
5 ETAGE	0	0
4 ETAGE	0	0
3 ETAGE	0	0
2 ETAGE	0	0
1 ETAGE	5,59	6,36
Mezzanine	15,4	15,86
RDC	27,13	27,54
sous-sol 1	32,75	34,54

Poteau H-5

Niveau	Nu(T)	Nu(T) manuel
terrasse	0	0
2retrait	53,81	53,30
1retrait	95,25	92,05
7 ETAGE	134,94	131,87
6 ETAGE	174,63	171,10
5 ETAGE	214,33	210,52
4 ETAGE	254,02	250,65
3 ETAGE	293,71	291,30
2 ETAGE	333,4	329,70
1 ETAGE	373,57	370,54
Mezzanine	403,42	399,34
RDC	433,15	429,29
sous-sol 1	461,73	457,87

3. Conclusion :

On constate que les résultats du calcul manuel et celui du logiciel convergent, avec une erreur de 6%, ce qui reste admissible.



\$

V. Ferrailage des éléments de la structure :



Après avoir calculé les charges que supporte chaque élément porteur de la structure, il est temps de déterminer la composition de chacun de ces éléments en matière d'acier : le ferraillage. Cette étape consiste à calculer, pour chaque élément de la structure, la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts dus aux charges auxquelles est soumis.

1. Ferrailage des poteaux :

- Principe :

- Définition de la section du poteau :

On définit la section du poteau par la relation : $a * b \geq \frac{N_u}{\sigma_{bu}}$

Avec $a * b$ les dimensions de la section du poteau ;

N_u : la charge sur le poteau à l'ELU ;

σ_{bu} : la résistance limite du béton à l'ELU, dans notre cas on travaille avec le béton B25, donc :

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

avec $\theta=1$ et $\gamma_b=1.5$ et $f_{c28}= 25$ Mpa donc : $\sigma_{bu} = 14$

Alors : $a * b \geq \frac{N_u}{14}$

- ❖ Et puisqu'il s'agit d'un plancher-dalle, il faut remplir la condition : $0.5 \leq \frac{a}{b} \leq 2$
- ❖ Et puisqu'on n'a pas tenu compte du calcul sismique, il faut que les dimensions soient supérieur à 20cm (sinon 25cm) ;
- ❖ Dans la pratique, dans chaque deux étages successifs, à partir du sous-sol, on garde le même coffrage.

On donne dans ce tableau la section du poteaux H-5 sur chaque niveau du bâtiment :

niveau	$N_u(T)$	$N_u(T)/14$	a(cm)	b(cm)
terrasse	0	0,00	-	-
PH-1 ^{er} RET	53,81	3,84	30	25
PH-7	95,25	6,80	30	25
PH-6	134,94	9,64	40	30
PH-5	174,63	12,47	40	30
PH-4	214,33	15,31	60	30
PH-3	254,02	18,14	60	30
PH-2	293,71	20,98	70	35
PH-1	333,4	23,81	70	35
PH-RDC	373,57	26,68	70	40

PH-Mez	403,42	28,82	70	40
PH-SS1	433,15	30,94	80	40
PH-SS2	461,73	32,98	80	40

(*) La plus grande dimension correspond à la partie noyée dans le mur ;

➤ **Ferraillage des poteaux :**

Le ferraillage des poteaux est déterminé en supposant qu'ils travaillent en Compression simple, la formule forfaitaire suivante (article B.8.4, 1 du BAEL 91) donne l'effort normal résistant d'un poteau soumis à la compression centrée :

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

Avec :

A : section d'acier prise en compte dans le calcul

Br: est la section du béton réduite déduite en retranchant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$\gamma_b = 1.5$ et $\gamma_s = 1.15$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda \leq 50 \text{ alors :} & \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 * (\frac{\lambda}{35})^2} \\ \text{Si } 50 < \lambda \leq 70 \text{ alors :} & \alpha = 0,6 * \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \end{cases}$$

Selon le même article α est à diviser par 1,1 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, et on remplace f_{c28} par f_{cj} et on divise α par 1,2 si la moitié des charges est appliquée avant 28 jours.

On considérera que la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

λ est l'élancement du poteau déterminé par la formule suivante :

$$\lambda = \frac{Lf}{i}$$

Où :

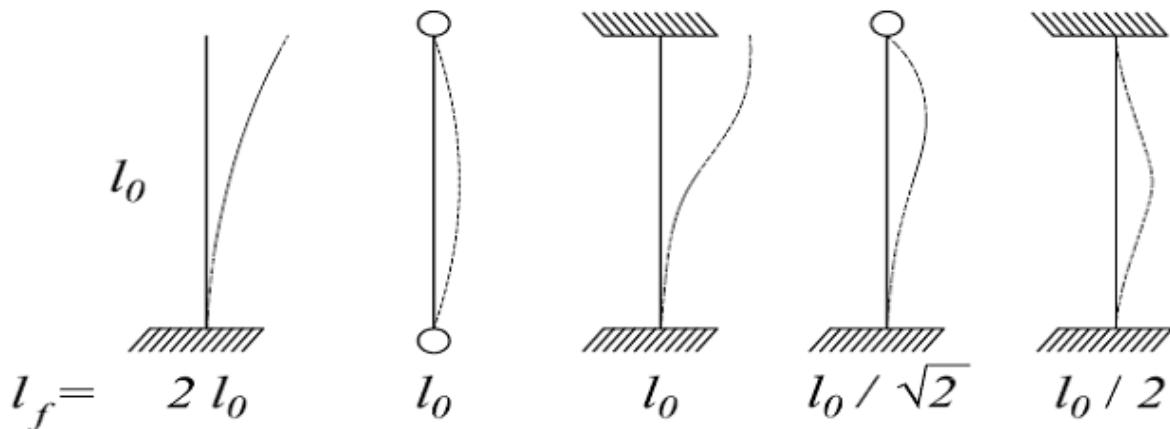
Lf : la longueur de flambement du poteau.

i : le rayon de giration calculé par : $i = \sqrt{I/(a * b)} = \sqrt{\frac{a * b * 3}{12 * a * b}} = b / \sqrt{12}$, avec I : l'inertie du poteau ; a et b les dimensions du poteau.

Remarque :

 *Longueur de flambement d'un poteau :*

Lf dépend à la fois de la longueur du poteau et aussi de la nature de ses liaisons à chaque extrémité, la figure suivante donne la longueur de flambement pour chaque type de liaison en fonction de l la longueur du poteau :



Toutefois, la détermination de la nature de la liaison dépend de la différence des inerties entre le poteau et les éléments avec lesquels il est mis en liaison dans chaque extrémité, ce qu'illustre la figure suivante :

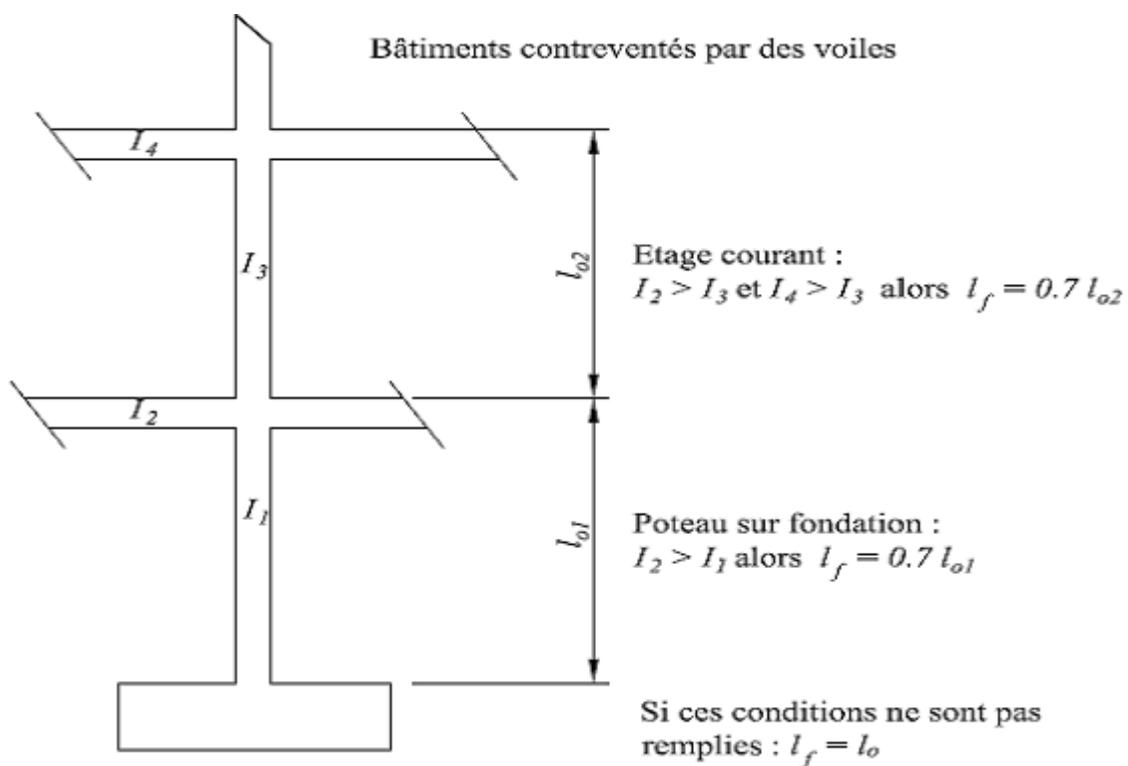


Fig. Nature des liaisons fonction des inerties

On considérera que les poteaux de rive sont bi-articulés soit $l_f = l_o$; et les poteaux centraux articulés dans une extrémité et encastrés dans l'autre soit $l_f = 0,7l_o$.

La démarche pour calculer la section d'armatures pour un poteau est résumée dans l'algorithme présenté en Annexes.

Après la détermination des sections des armatures, on détermine le profil xHAy qui lui convient. Ensuite, on détermine l'espacement des barres longitudinales et transversales qui sont donnés par les formules :

- L'espacement des armatures longitudinales : $Sl \leq \min(a + 10\text{cm} ; 40\text{cm})$
- L'espacement des armatures transversales : $St \leq \min(a + 10\text{cm} ; 40\text{cm} ; 15\Phi l)$

Avec * a : petite cote du poteau,

* ϕl = diamètre des armatures longitudinales,

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\Phi t \geq \frac{\Phi l}{3}$$

➤ ***Ferraillage du poteau H-5 (le poteau le plus chargé) :***

Le tableau suivant résume les résultats du calcul obtenu pour le poteau H-5.

Remarque : On tient compte, dans le calcul, du poids propre du poteau)

niveau	a*b	L(m)	Nu(T)	A théorique(cm ²)	xAHy	ϕt(mm)	Sl(cm) <=	St(cm)
terrasse	-	-	-	-	-	-	-	-
2retrait	30*25	2,95	53,81	4,4	4HA12	6	35	18
1retrait	30*25	2,95	95,61	4,4	4HA12	6	35	18
7 ETAGE	40*30	2,95	137,78	5,6	4HA14	6	40	21
6 ETAGE	40*30	2,95	180,41	8	4HA16	6	40	24
5 ETAGE	60*30	2,95	223,98	7,2	4HA16	6	40	24
4 ETAGE	60*30	2,95	268,15	10,12	4HA18	6	40	27
3 ETAGE	70*35	2,95	313,06	8,4	6HA14	6	40	21
2 ETAGE	70*35	2,95	358,12	8,4	6HA14	6	40	21
1 ETAGE	70*40	2,5	400,36	8,8	6HA14	6	40	21
Mezzanine	70*40	3,25	437,13	15,72	4HA20 et 2HA16	8	40	30
RDC	80*40	4,05	472,88	14,3	6HA18	6	40	27
sous-sol 1	80*40	2,85	508,42	18,03	6HA20	8	40	30

Les résultats des calculs obtenus par le logiciel ROBOT sont présentés par la figure suivante :

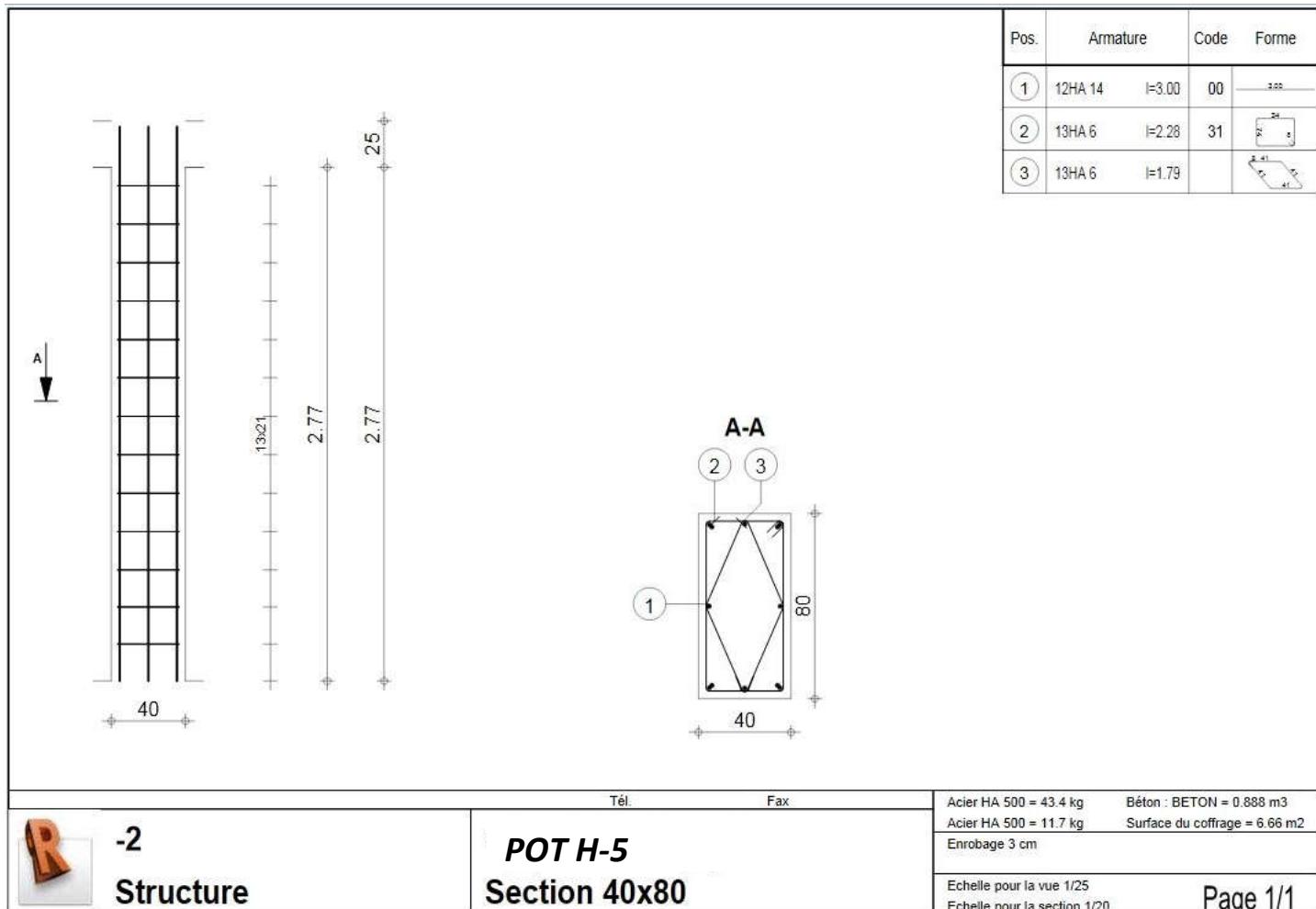


Fig. Ferrailage du poteau H-5 obtenu à l'aide de ROBOT.

2. Ferraillage des poutres :

▪ Généralités :

Notre structure comporte des poutres permettant de transmettre des charges des poteaux d'un étage aux poteaux de l'étage sous-jacent. Elles sont donc soumises à des charges concentrées.

☞ Prenons l'exemple du 1^{er} retrait illustré par la figure N° .

Le plan d'architecte impose un retrait de 2,4 m sur le 8 ème étage. Les poteaux de la ligne 8 doivent s'arrêter sur le plancher haut du 7 ème étage, et les poteaux de la ligne 7b qui supportent le plancher haut du 8 ème étage y commencent. Il y a deux possibilités pour ces derniers, soit qu'ils s'appuient directement sur le plancher dalle du PH-7 soit qu'ils s'appuient sur des poutres à charge isolée.

La première solution est à éviter car il y aura des déformations (flèches) excessives du plancher PH-7 au droit des poteaux, qui peuvent causer des problèmes de fissurations du béton.

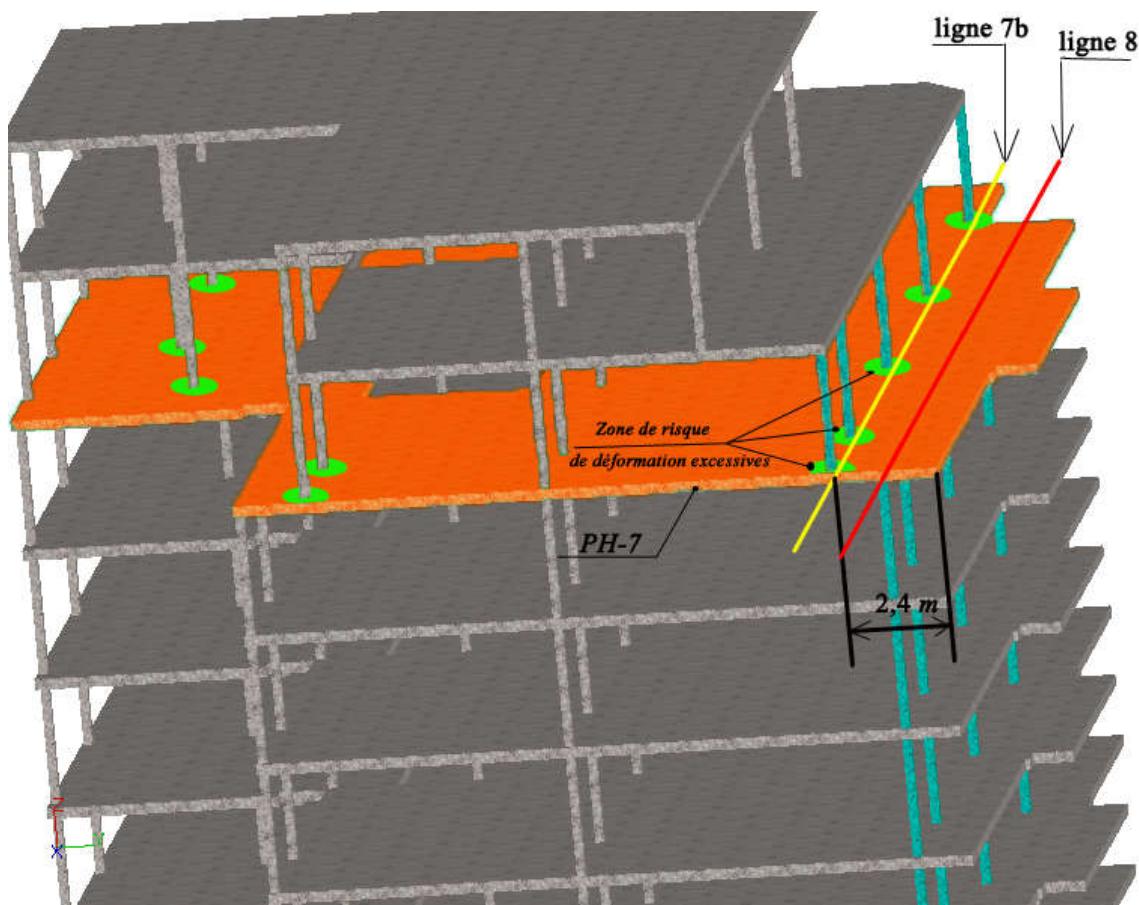


Fig. La 1^{ère} solution : les poteaux s'appuient directement sur le plancher.

Dans ce cas les charges des poteaux du 8^{ème} étage sont reprises par le plancher qui les transmis aux poteaux du 7^{ème} étage, ce qui fait qu'il y a des zones de risques de poinçonnement du plancher PH-7 comme indiqué sur la figure ci-dessus par les cercles en vert.

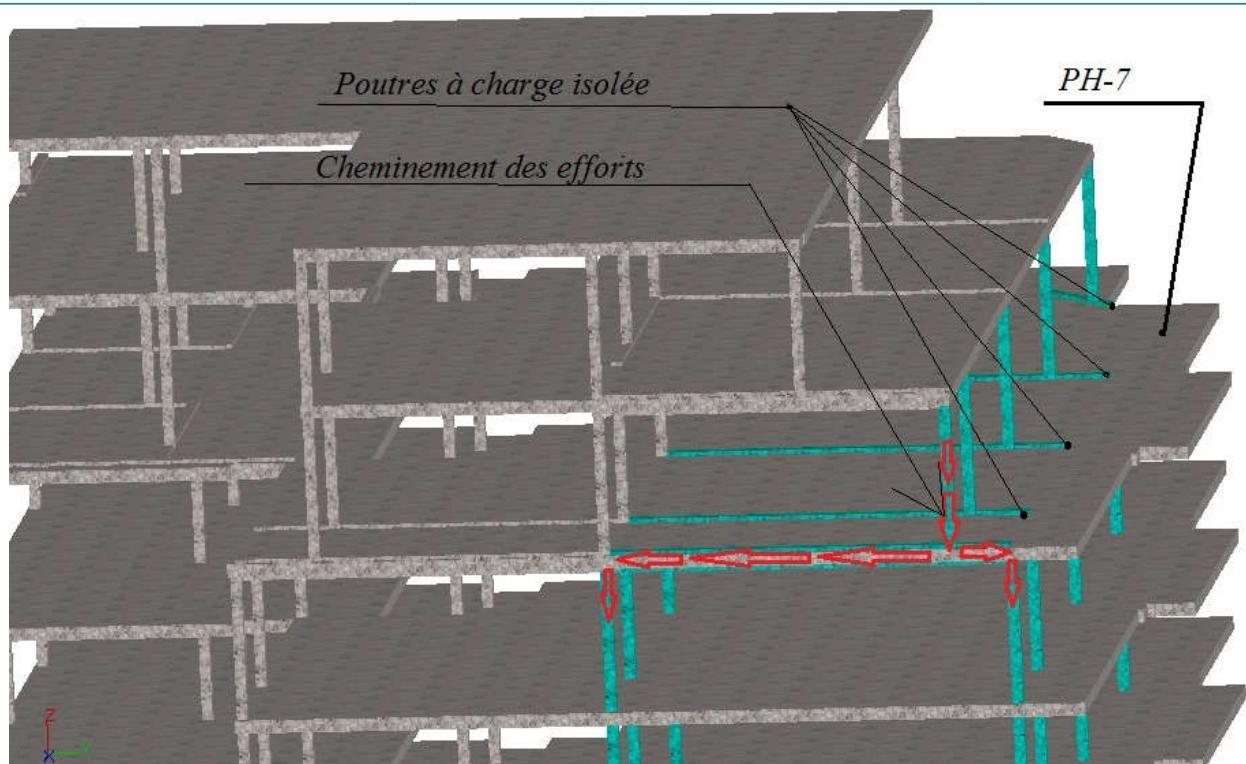


Fig. La 2^{ème} solution : les charges sont transmises par les poutres.

La deuxième solution est beaucoup plus pratique, puisque au niveau de fonctionnement mécanique, les poutres permettent de transmettre des charges aux étages sous-jacents et d'éviter le problème de poinçonnement.

- Méthodologie de calcul :

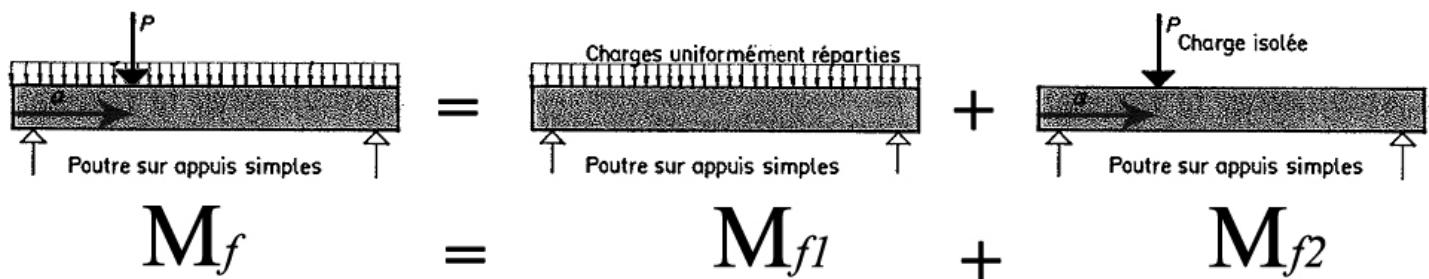
Les poutres de notre structure sont toutes simplement appuyées et soumises à une charge concentrée. Donc on ne s'intéresse qu'aux méthodes de calcul de celles-ci.



Pour le calcul des sections d'armatures, on va commencer par le calcul des valeurs des moments maximaux en travée.

- Calcul des moments en travées :

Toutes les poutres de notre structure sont isostatiques et soumises à des charges concentrées en plus de leur propre poids. Pour simplifier le calcul des moments, on applique la loi de superposition :



Le moment de flexion total sollicitant la poutre lorsque les charges sont combinées est égal à la somme des moments de flexion calculée lorsque les charges sont prises séparément. Le calcul de ces derniers sera fait à l'aide du formulaire de calcul des poutres isostatiques donné en « Annexes ».

- Moments de calculs cas poutre A1-D1 sur le PH-7:

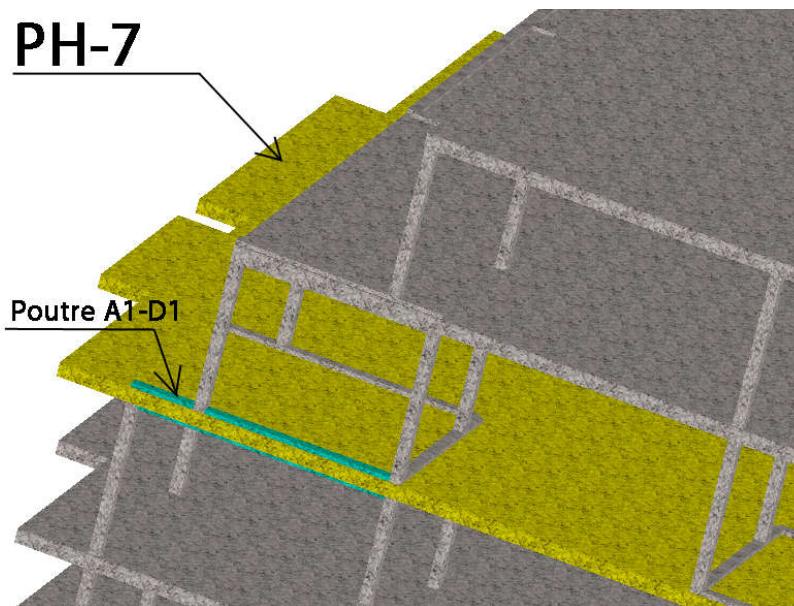
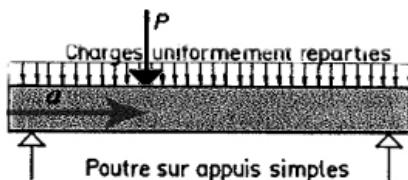


Fig. Poutre a1-d1 sur ph-7

Les données de pré dimensionnement concernant la poutre A1-D1 sont :

Désignation	PH étage N°	L en (m)	H en (cm)	b en (cm)
A1-D1	PH-7	4.65	30	15

- Calcul à l'ELU :



La descente de charge sur le poteau B3.1 à l'ELU : $N_u = 4.14 T$.

Donc la charge ponctuel P_u a pour valeur : $P_u = 4,14 + 1,35 * 2,5 * 2,7 * 0,2 * 0,2$ en T.

$$P_u = 4,50 T$$



Le poids propre de la poutre : $g = 1,35 * 2,5 * 0,3 * 0,15 \text{ en T/m}$

$$g = 0,152 \text{ T/m}$$

En utilisant le formulaire de calcul précédent on trouve pour M_u une valeur de :

$$M_u = 4,321 \text{ T.m}$$

- **Calcul à l'ELS :**

La descente de charge sur le poteau B₃-1 à l'ELS : $N_s = 3,07 \text{ T}$.

Donc la charge ponctuel P_s a pour valeur : $P_s = 4,14 + 2,5 * 2,7 * 0,2 * 0,2 \text{ en T}$.

$$P_s = 4,50 \text{ T}$$

Le poids propre de la poutre : $g = 1,35 * 2,5 * 0,3 * 0,15 \text{ en T/m}$

$$g_s = 0,152 \text{ T/m}$$

En utilisant le formulaire de calcul précédent on trouve pour M_s une valeur de :

$$M_s = 3,207 \text{ T.m}$$

- **Moments de calculs cas poutre B₃5-E5 sur le PH-1 ér RET:**

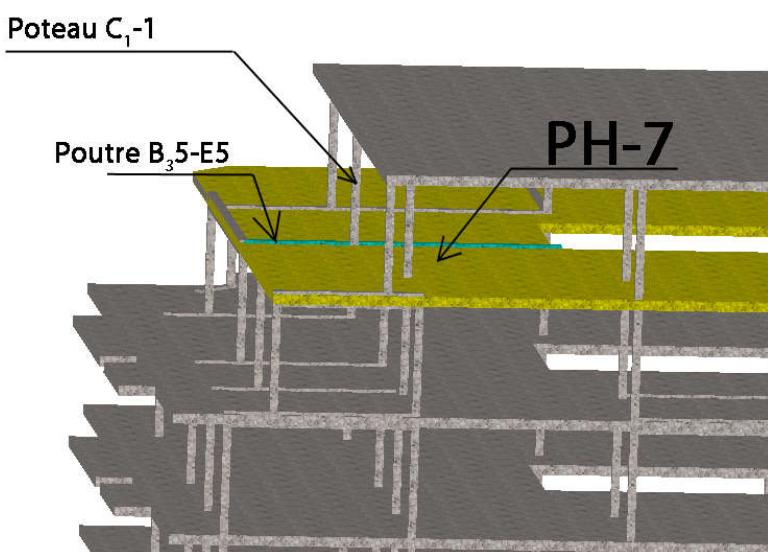
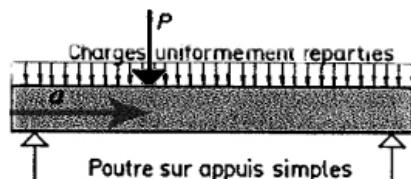


Fig. Poutre B₃5-E5 sur ph-1 ér RET

Les données de pré dimensionnement concernant la poutre A1-D1 sont :

Désignation	PH étage N°	L en (m)	H en (cm)	b en (cm)
B ₃ 5-E5	PH-7	4.65	50	25

- **Calcul à l'ELU :**



La descente de charge sur le poteau B₃-1 à l'ELU : $N_u = 18,61 \text{ T}$.

Donc la charge ponctuel P_u a pour valeur : $P_u = 18,61 + 1,35 * 2,5 * 2,7 * 0,2 * 0,2 \text{ en T}$.

$$P_u = 18,97 \text{ T}$$

Le poids propre de la poutre : $g = 2,5 * 0,5 * 0,25 \text{ en T/m}$



$$g=0,422 \text{ T/m}$$

En utilisant le formulaire de calcul précédent on trouve pour M_u une valeur de :

$$M_u=36,95 \text{ T.m}$$

▪ **Calcul à l'ELS :**

La descente de charge sur le poteau B3-1 à l'ELS : $N_s = 13,64 \text{ T}$.

Donc la charge ponctuel P_s a pour valeur : $P_s = 13,64 + 2,5 * 2,7 * 0,2 * 0,2 \text{ en T}$.

$$P_s=13,91 \text{ T}$$

Le poids propre de la poutre : $g_s = 2,5 * 0,5 * 0,25 \text{ en T/m}$

$$g_s=0,312 \text{ T/m}$$

En utilisant le formulaire de calcul de l'Annexe 2 on trouve pour M_s une valeur de :

$$M_s=27,11 \text{ T.m}$$

➤ **Calcul d'armatures : cas poutre A1-D1 :**

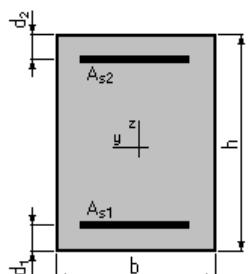
1. Hypothèses:

Béton: $f_c = 28 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 15,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max} (\text{T}^*\text{m})$	$M_{\min} (\text{T}^*\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	4,32	4,32
Etat Limite de Service	3,21	3,21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Acier tendu

$$A_{st} = 5,4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Acier comprimé

$$A_{sc} = 1,9 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Section minimum $A_{s\ min} = 0,4 \text{ (cm}^2)$
 théorique $\rho = 1,94 \text{ (\%)}$
 minimum $\rho_{min} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 4,32 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 4,32 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,15 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 10,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,28 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 348,9 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{max} = 3,21 \text{ (T*m)}$ $M_{min} = 3,21 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 276,5 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 124,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

4. Disposition des armatures :

$$A_{st} = 5,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA14 = 6,16 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = 1,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

On dispose ces armatures comme suit :

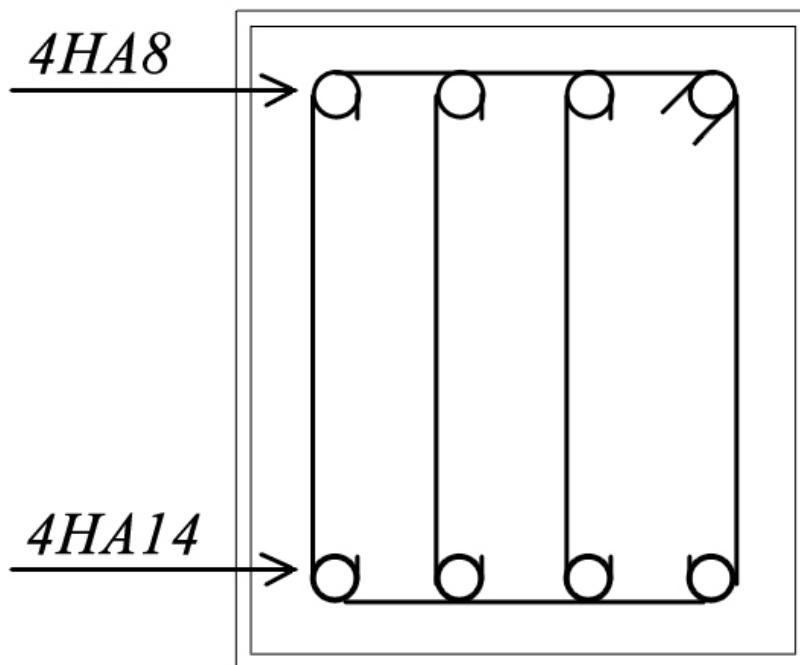


Fig. Disposition des armatures cas poutre A1-D1

➤ Calcul d'armatures : cas poutre B35-E5 :

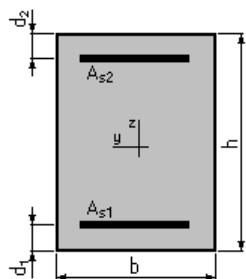
1. Hypothèses:

Béton: $f_c = 28 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_y = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$



3. Moments appliqués:

	M_{\max} (T*m)	M_{\min} (T*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	36,95	36,95
Etat Limite de Service	27,11	27,11

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{st} = 21,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{sc} = 19,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
minimum	$\rho = 3,65 \text{ (\%)}$		
	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 36,95 \text{ (T*m)}$ $M_{\min} = 36,95 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,03 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 40,8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,03 \text{ (\%o)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%o)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 316,5 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 27,11 \text{ (T*m)}$ $M_{\min} = 27,11 \text{ (T*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 18,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 38,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 317,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 164,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 500,0 \text{ (MPa)}$

5. Disposition des armatures :

$$A_{st} = 21,2 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA20} + 6\text{HA14} = 21,81 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sc} = 19,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA20} + 6\text{HA14} = 21,81 \text{ cm}^2.$$

On dispose ces armatures longitudinales comme suit :

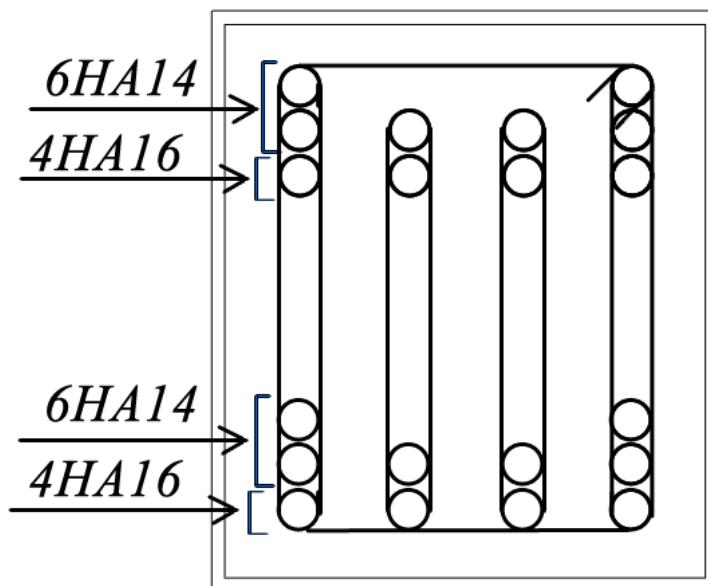


Fig. Disposition des armatures cas poutre B₃-E5

3.Ferraillage des fondations superficielles :

- Dispositions constructives :

Une semelle rectangulaire sous pilier rectangulaire constitue un tronc de pyramide.

Appelons : - N : la charge transmise au sol

- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol de fondation.
- a et b les dimensions du poteau ($a \leq b$)
- A et B les dimensions de la semelle à sa base.

Nous devons avoir : $\sigma \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \frac{N}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow A \times B \times \bar{\sigma}_{sol} \geq N$

Pour obtenir la hauteur minimale, on a intérêt à prendre, le même débord : $A-a = B-b$ soit

$$B = A + (b - a) \quad \text{Ou } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \text{ homothétie.}$$

$$\text{D'où : } A_{min} = \frac{\sqrt{(a-b)^2 + 4N/\bar{\sigma}_{sol}} + a - b}{2} \quad \text{et } B_{min} = A_{min} + b - a .$$

On distingue deux hauteurs utiles d_a et d_b par :

$$d_a = \frac{A-a}{4} \text{ et } d_b = \frac{B-b}{4}$$

$$(d_b - d_a) = \frac{\emptyset_a + \emptyset_b}{2} \sim 0,02 \text{ cm} .$$

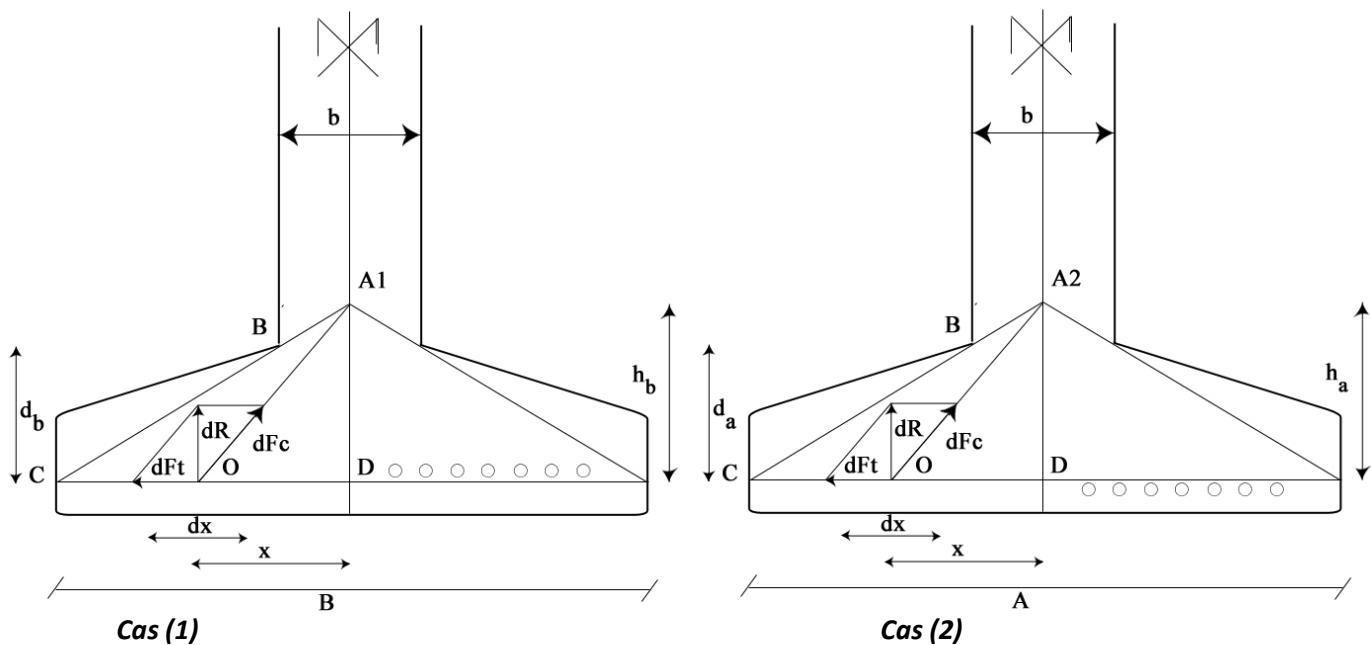
La hauteur totale de la semelle doit vérifier :

$$h \geq \max(d_a; d_b) + 0,05 \text{ (m)}$$

$$e \geq \{\max 6\emptyset + 6\text{cm}; 15 \text{ cm}; (12\emptyset + 6\text{cm})\} \quad \emptyset \text{ diamètres des armatures (} e, \emptyset \text{ en cm)} .$$

- Méthode de calcul :

Pour le calcul des armatures de la semelle rectangulaire sous poteau rectangulaire, on utilise la méthode des bielles dans deux directions, qui consiste à admettre que les efforts du poteau sont transmis au sol par des bielles de béton et équilibrées deux à deux par les armatures.



Prenons le cas (1) le cas d'armatures parallèles au côté B. Soit un élément de semelle de largeur dx et de longueur unité dont le centre de gravité O est situé à la distance x de l'axe du poteau, le sol exerce sur cet élément de semelle une réaction élémentaire dR telle que $dR = \bar{\sigma}_{sol} \cdot dx$

$$\text{Comme } \bar{\sigma}_{sol} = \frac{N}{B} \rightarrow dR = \frac{N \cdot dx}{B}$$

dR peut être décomposée en une force de compression dFc dirigée suivant l'axe OA de la bielle et une force de traction dFt dirigée suivant les armatures.

$$\frac{dF_t}{dR} = \frac{x}{h_b} \rightarrow dF_t = dR \cdot \frac{x}{h_b}$$

$$\text{Nous avons : } dF_t = \frac{N \cdot x \cdot dx}{B \cdot h_b}$$

D'où pour l'effort maximal par unité de longueur de semelle :

$$F = \int_0^{B/2} \frac{N}{B h_b} x dx = \frac{N}{B h_b} \left[\frac{x^2}{2} \right]_0^{B/2} = \frac{N \cdot B}{8 h_b}$$

Les triangles ADC et BEC étant semblables, nous avons : $\frac{DC}{AD} = \frac{EC}{BE}$

$$\rightarrow \frac{B}{h_b} = \frac{B-b}{d_b} \rightarrow F = \frac{N \cdot (B-b)}{8 d_b}$$

$$\text{Equilibre} \rightarrow F = A_{sb} \times \bar{\sigma}_s$$

La section d'acier A_{sb} correspondant aux aciers parallèles au côté B, par unité de longueur de la semelle, aura donc pour valeur : $A_{sb} = \frac{N \cdot (B-b)}{8 d_b \cdot \bar{\sigma}_s}$ en (cm^2/m).

De la même façon nous obtenons pour les aciers parallèles aux côtés A : $A_{sa} = \frac{N \cdot (A-a)}{8 d_a \cdot \bar{\sigma}_s}$ en (cm^2/m).

- Ferraillage du semelle sous le poteau H-5 :

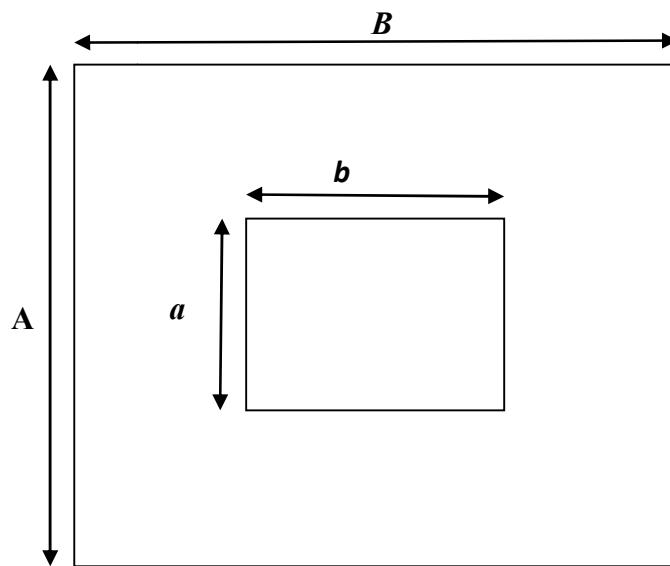


Fig. Vue dessus de la semelle rectangulaire sous poteau H-5

- Pré dimensionnement de la semelle :

-La contrainte admissible du sol est : $\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$

-La charge transmise par le poteau est $N_s = 400 + 2,5 * (H_{SS2} - E_{paissPHSS2}) * a * b$

Avec : H_{SS2} : la hauteur du SS2 = 2,9 m

$E_{paissPHSS2}$: l'épaisseur du plancher haut du SS2 = 25 cm

$$\rightarrow N_s = 402,12 \text{ T} = 4,021 \text{ MN}$$

$$-a \times b = 40 \times 80 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{min} = \frac{\sqrt{(0,4-0,8)^2 + 4*4,021/0,2} + 0,4 - 0,8}{2} = 4,860 \text{ m et } B_{min} = 4,860 + 0,8 - 0,4 = 5,260 \text{ m}$$

A (m)	4,860
B (m)	5,260

$$-d_a \geq \frac{4,860 - 0,4}{4} = 1,115 \text{ m} \rightarrow \text{on prend } d_a = 112 \text{ cm.}$$

$$-d_b \geq \frac{5,260 - 0,8}{4} = 0,745 \text{ m} \rightarrow \text{on prend } d_b = 112 + 2 \text{ cm} = 114 \text{ cm.}$$

$$-h \geq \max(112; 114 \text{ cm}) + 5 \text{ (cm)} \rightarrow \text{on prend } h = 119 \text{ cm.}$$

$$-\text{Poids propre de la semelle : P.P} = 2,5 * 4,86 * 5,26 * 1,19 = 75,73 \text{ T}$$

$$\rightarrow N_s = 402,12 + 75,73 \text{ T} = 477,9 \text{ T}$$

De même : $N_u = 613,5 \text{ T}$

$$\rightarrow A = \frac{\sqrt{(0,4-0,8)^2 + 4*4,779/0,2} + 0,4 - 0,8}{2} = 5,34 \text{ m et } B = 5,34 + 0,8 - 0,4 = 5,74 \text{ m}$$

On retient les valeurs suivantes : $A = 5,4 \text{ m}$ et $B = 5,8 \text{ m}$

Les résultats de pré dimensionnement sont donnés par le tableau suivant :



Résultats finaux pré dimensionnement	
A = petite dim. en (m)	5,4
B = grande dim. En (m)	5,8
da en (cm)	112
db en (cm)	114
NU en (MN)	6,135
NS en (MN)	4,779

- Calcul des armatures :

☞ A l'ELU :

Les résultats de calcul à l'ELU sont donnés par le tableau suivant :

ELU :	
Section d'acier :	
A_{sa} en (cm²/m)	79,097
A_{sb} en (cm²/m)	77,703

☞ A l'ELS :

Les résultats de calcul à l'ELS sont donnés par le tableau suivant :

ELS :	
Section d'acier :	
A_{sa} en (cm²/m)	132,600
A_{sb} en (cm²/m)	130,264

⇒ **On retient les plus grandes sections d'acier correspondant à celles calculées à l'ELS.**

- Disposition :

☞ Armatures parallèles au côté A :

A_{sa} = 132,6 cm² à disposer sur 1 m :

$$\rightarrow 11HA40 = 138,23 \text{ cm}^2$$

Soit un espacement *e* de 10 cm.

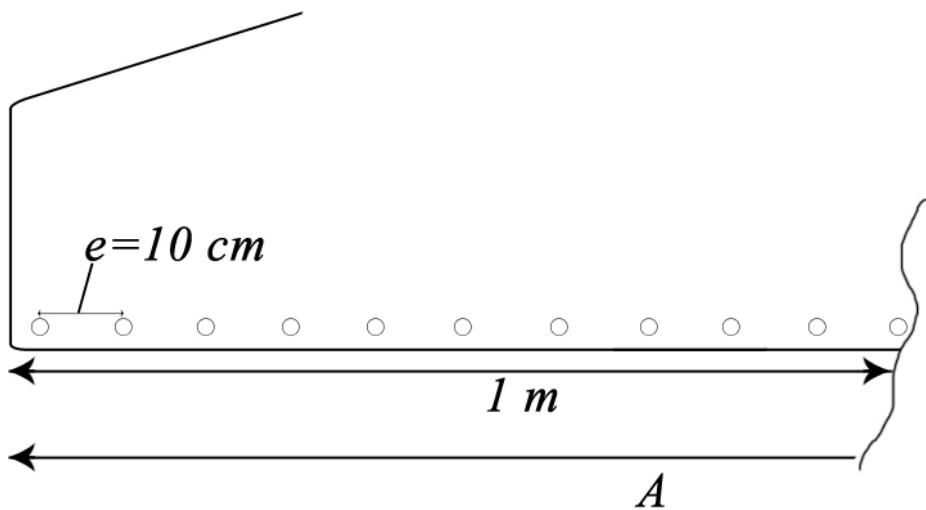


Fig. Disposition des armatures parallèles au côté A

☞ Armatures parallèles au côté B :

$A_{sa} = 130,264 \text{ cm}^2$ à disposer sur 1 m :

$$\rightarrow 11HA40 = 138,23 \text{ cm}^2$$

Soit un espacement e de 10 cm.

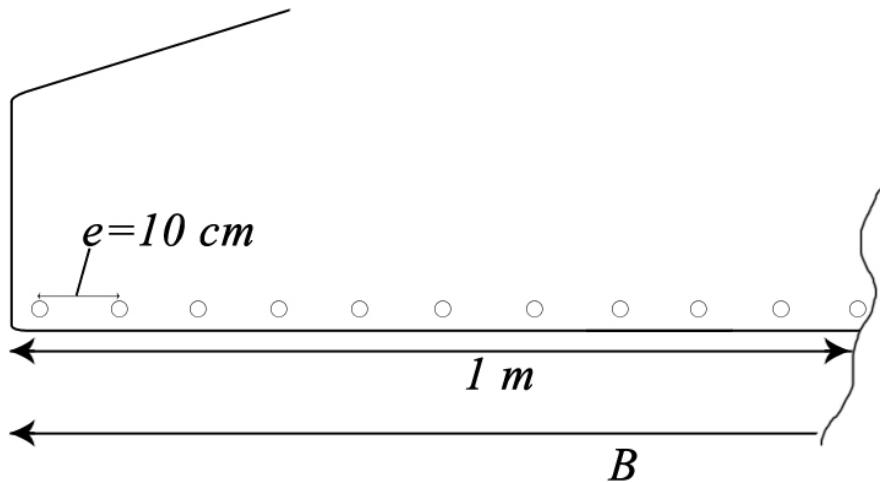


Fig. Disposition des armatures parallèles au côté B



Conclusion



Le stage ingénieur est une étape importante dans le parcours étudiantin de l'ingénieur, en effet ce stage nous a permis en premier lieu de découvrir le milieu de travail des ingénieurs étude, et de se familiariser avec cet environnement où la communication, la compétence sont requises pour réussir sa mission.

En outre, à travers ce stage on a pu concrétiser les cours de la deuxième année en étudiant une structure complète et d'enrichir la théorie par la pratique, c'était aussi une aubaine pour développer son esprit d'analyse.

Enfin on aimera dire que cette expérience au sein de bureau d'étude IBEM serait pour nous un atout et un plus pour réussir notre projet de fin d'étude et pour notre carrière d'ingénieurs également.



Annexes



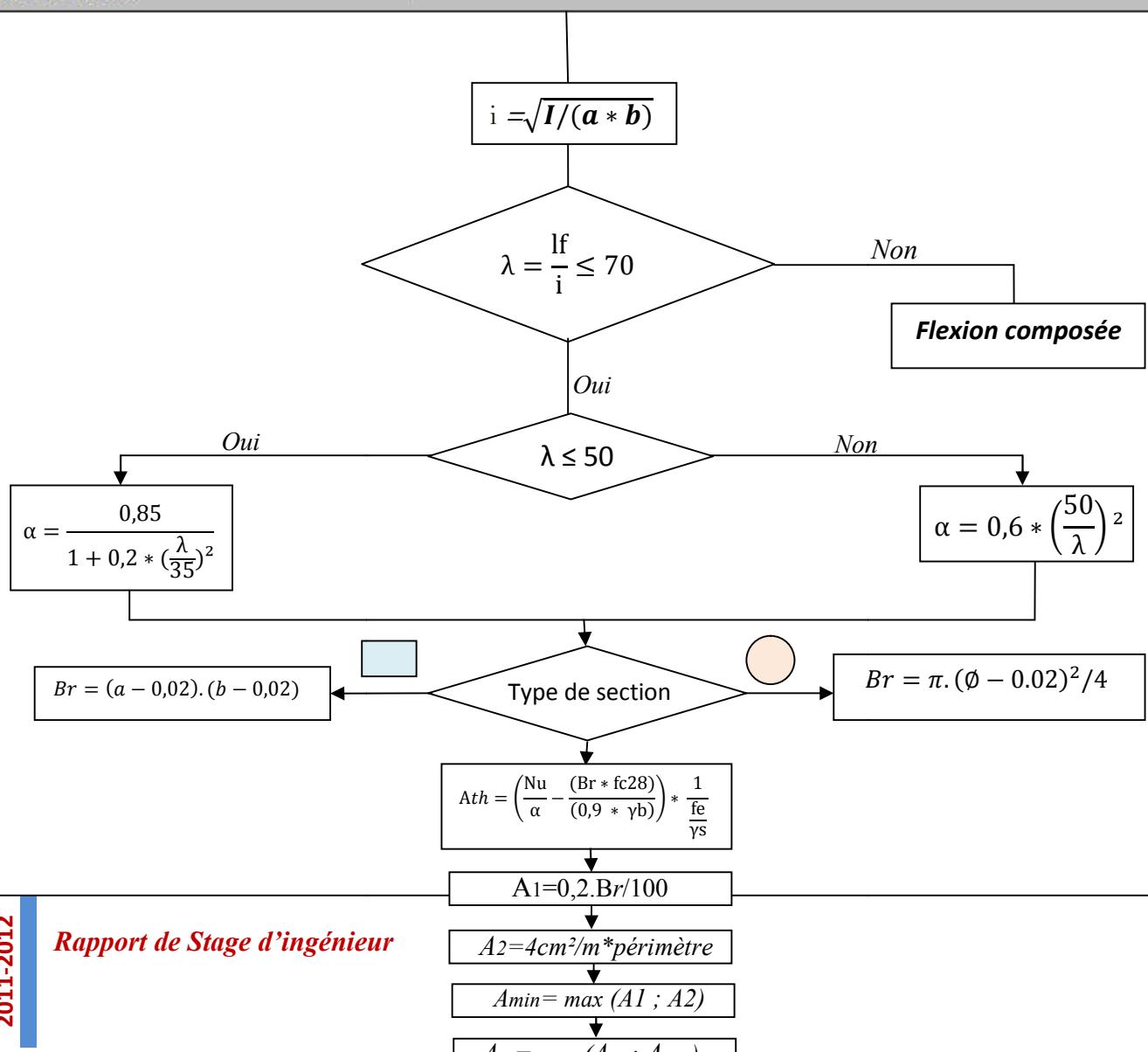
Annexe 1 : Démarche de calcul des sections d'armatures pour un poteau.

POTEAUX

Soumis à la Compression simple

Données :

Combinaison de base : $N_u = 1.35G + 1.5Q$
 Longueur de flambement : l_f
 Section du poteau : a, b
 Matériaux : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ & $f_e=500 \text{ MPa}$.





Annexe 2 :

Formulaire de calcul des poutres isostatiques

Caractéristiques		Réactions	Moment		Effort tranchant	
Type	Charges		Diagramme	Équations	Diagramme	Équations
II		$R_A = R_B = \frac{P\ell}{2}$		$M = \frac{Px}{2}(\ell - x)$ $M_0 = \frac{P\ell^2}{8}$		$T = P\left(\frac{\ell}{2} - x\right)$
		$R_A = R_B = \frac{P}{2}$		$A \text{ à } O : M = \frac{P}{2}x$ $O \text{ à } B : M = \frac{P}{2}(\ell - x)$ $M_0 = \frac{P\ell}{4}$		$A \text{ à } O : T = P/2$ $O \text{ à } B : T = -P/2$
		$R_A = P\left(1 - \frac{\alpha}{\ell}\right)$ $R_B = P\frac{\alpha}{\ell}$		$A \text{ à } C : M = P\frac{x(\ell - \alpha)}{\ell}$ $C \text{ à } B : M = P\frac{\alpha(\ell - x)}{\ell}$ $M_C = P\frac{\alpha(\ell - \alpha)}{\ell}$		$A \text{ à } C : T = P\left(1 - \frac{\alpha}{\ell}\right)$ $T_A = P\left(1 - \frac{\alpha}{\ell}\right)$ $C \text{ à } B : T = -P\frac{\alpha}{\ell}$ $T_B = -P\frac{\alpha}{\ell}$
		$R_A = R_B = P$		$A \text{ à } C : M = Px$ $C \text{ à } C' : M = Pa$ $C' \text{ à } B : M = P(\ell - x)$ $M_C = M_{C'} = Pa$		$A \text{ à } C : T = P$ $C \text{ à } C' : T = 0$ $C' \text{ à } B : T = -P$
		$R_A = \frac{p_1 \ell}{6}$ $R_B = \frac{p_1 \ell}{3}$		$M = \frac{p_1 x}{6\ell}(\ell^2 - x^2)$ $M_{max} = \frac{\sqrt{3}}{27} p_1 \ell^2$ pour $x_m = \ell - \frac{\sqrt{3}}{3}$		$T = \frac{p_1 \ell}{6} - \frac{p_1 x^2}{2\ell}$
		$R_A = R_B = \frac{p_1 \ell}{4}$		$A \text{ à } O : M = \frac{p_1 \ell}{4}x - \frac{p_1 x^3}{3\ell}$ $O \text{ à } B : M = \frac{p_1 \ell}{4}x_1 - \frac{p_1 x_1^3}{3\ell}$ $M_0 = \frac{p_1 \ell^2}{12}$		$A \text{ à } O :$ $T = \frac{p_1 \ell}{4} - \frac{p_1 x^2}{\ell}$ $O \text{ à } B :$ $T = -\frac{p_1 \ell}{4} + \frac{p_1 x^2}{\ell}$
		$R_A = \frac{m_2 - m_1}{\ell}$ $R_B = \frac{m_1 - m_2}{\ell}$		$M = m_1 + (m_2 - m_1)\frac{x}{\ell}$ $M_0 = \frac{m_1 + m_2}{2}$		$T = \frac{m_2 - m_1}{\ell}$
		$R_A = R_B = 0$		$M = m$ $M_0 = m$		$T = 0$

Annexe 3 : Algorithmes de calcul de sections d'armatures
des poutres en flexion simple:

Algorithme de calcul à l'ELU :

Section rectangulaire
Flexion simple

Données : $M_u, b, d, d', f_{c28}, \gamma_b$

$$f_e = 500 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1,15.$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Non

Oui

Pivot B

$$\varepsilon_b = 3,5 \%$$

Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10 \%$$

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

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

STP

$$\varepsilon_{sc} = 5,67 \cdot 10^{-3} \cdot \left(\frac{d-d'}{d} \right) - 2,17 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_{sc} = f(\varepsilon_{sc})$$

$$M_R = \mu_R bd^2 \sigma_{bc}$$

$$Z_R = d(1 - 0,4\alpha_R) = 0,753d$$

$$A_{sc} = \frac{Mu - M_R}{(d - d') \cdot \sigma_{sc}}$$

$$A_{st} = \left[\frac{M_R}{Z_R} + \frac{Mu - M_R}{(d - d') \cdot f_e} \right] \gamma_s$$

STP

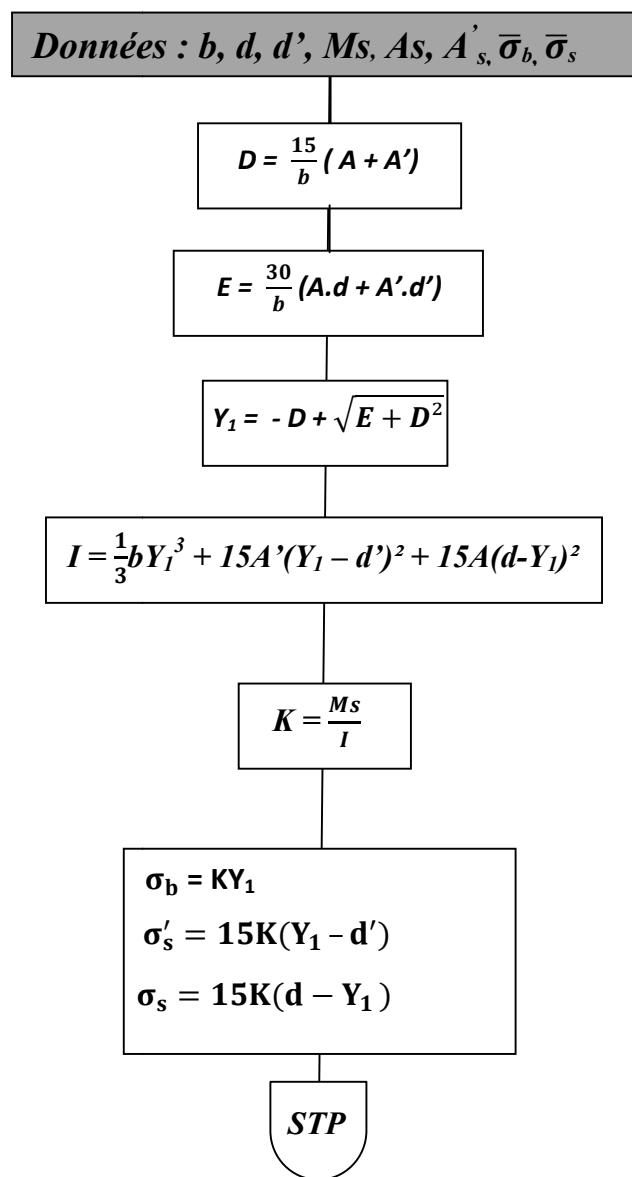


Algorithm de calcul à l'ELS :

Le bâtiment sur lequel porte notre étude est à usage d'habitation, on considère donc que les fissurations sont peu préjudiciables. Ainsi on pourra, dans un premier temps, limiter notre étude à l'ELS au calcul des contraintes qui se fait en suivant l'algorithme suivant :

Section rectangulaire en flexion simple

Détermination des contraintes :



SI : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ on accepte les sections A_s et A'_s calculées à l'ELU.

Sinon on passe au calcul d'armatures à l'ELS.