

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid – Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
du MASTER en Génie civil
Option : I.S.

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT R+9 AVEC SOUS-SOL A
ORAN EN TENANT COMPTE DE L'INFLUENCE DE
LA VARIATION DE LA RESISTANCE DU BETON**

Présenté en Mai 2016 par :

MOHAMED YACER BOURAS

YOUNES BOUIDDOUH

Devant le Jury composé de :

M^r HASSAINE.N
M^r BENYACOUB.A
M^{elle} MEDJAHED.A
M^r MAACHOU .O

Président
Examineur
Examineur
Encadreur

DEDICACE

Merci Allah de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir,
la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le
bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire

" Ya Kayoum "

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le
symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et
ma réussite, à ma mère.

A toute ma famille.

A mes amies.

A tous ceux qui me sont chères.

A tous ceux qui m'aiment.

A tous ceux que j'aime.

Je dédie ce travail.

BOURAS MOHAMED YASSER

DEDICACE

Enfin ; voilà ce jour après tant d'années d'études je dédie ce mémoire à mes chers proches qui m'ont aidé par leur soutien.

A mes chers parents pour le courage et le sacrifice qui ont consentis pour que je termine mes études.

A toute ma famille.

A tous mes amis (es) de la promotion et toute personne pouvant apprécier les notions exposées dans ce mémoire.

Je dédie ce mémoire

BOUIDDOUH YOUNES

Remerciements

Nous tenons d'abord à remercier notre encadreur **Mr.Maachou.Omar** qui nous a proposé ce sujet ayant suscité notre intérêt, et nous a encadré et dirigé avec rigueur notre travail de recherche en nous consacrant beaucoup de temps et d'attention jusqu'à la réalisation de notre présent mémoire.

Je remercie également mes chères collègues **Mr.Benaziza Ahmed** et **Mr. Aidouni Ali** pour leur soutien et leurs encouragements.

Mes remerciements vont également aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner notre travail et de participer au jury de soutenance de notre mémoire.

Résumé :

Souvent, dans la réalisation des structures, on constate que la résistance à la compression du béton à 28 jours trouvé lors des essais d'écrasement au laboratoire est différente à la résistance $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour répondre sur cette problématique, on étudier un bâtiment de R+9 avec un sous-sol implantée dans la wilaya d'Oran.

Dans l'objectif d'étudier l'effet de la variation de f_{c28} sur la réponse de cette structure, une étude dynamique de ce bâtiment fait a utilisé la méthode dynamique spectrale et on conclue :

Pour la première partie on commence cette étude avec une résistance caractéristique du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on constate que la 5ème variante répond aux exigences du RPA 99/version.

Pour la partie suivante on varie la résistance caractéristique et après tous les essais réalisés, on trouve une légère différence sur la période propre de la structure, le facteur de participation massique, l'accélération sismique, la réaction à la base, le moment fléchissant dans les éléments horizontaux et verticaux, les forces normal sur les poteaux, à la fin on conclue qu'il n'y a pas une grande influence sur la structure lors de la variation de la résistance du béton.

Dans la partie ferrailage on constate que :

Pour les poteaux : le ferrailage de tous les poteaux est le même car la section calculé est très faible donc on prend le A_{\min} suivant le RPA 99.

Pour les poutres principales : d'après les résultats on remarque pour les sections d'armatures on n'a pas une grande différence.

Pour les poutres secondaires : la même remarque que celle pour les poutres principales sauf que cette fois on a trouvé que la section du béton est en double armature en appui et en travée, ainsi que pour 22 MPa on a trouvé que la section en double armature est seulement en appui, par contre pour le 25 MPa 30 MPa et 40 MPa on a une section de simple armature, car l'influence de la résistance à la compression du béton est remarquable sur les contraintes interne du béton (σ_{bc}), cette dernière qui est la responsable du changement de la section du béton d'une section en simple armature a une section en double armature.

Pour les voiles : après le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel « SOCOTEC », il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on ferraille avec le minimum du RPA dans les deux sens.

Mots clés : bâtiment, béton, la résistance à la compression, la réponse des structures.

Abstract:

Often, in the realization of structures, we observe that the compression resistance of concrete at 28 days found in the crash test lab is different than the resistance $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

To address this problem, we study an R + 9 building with a basement located in Oran. With the objective to study the effect of the variation f_{c28} on the response of this structure, a dynamic study of this building uses spectral dynamic method and we conclude that:

For the first part we start this study with a characteristic resistance of concrete $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, it was found that the 5th variant meets the requirements of the RPA 99 / version.

For the following part we vary the characteristic resistance and after all the tests we find a slight difference on the natural period of the structure, mass participation factor, seismic acceleration, the reaction at the base, the bending moment in horizontal and vertical elements, normal forces on the columns, at the end we conclude that there is not a big influence on the structure during the variation of the concrete resistance.

In the reinforcement part we found that:

For the principal columns: the reinforcement of all columns is the same because the calculated section is very small so we take A_{\min} to the following RPA 99.

For the main beams: according to the results one notices for the sections of reinforcements one does not have a great difference.

For the secondary beams: the same remark as to the main beams except this time it is found that the concrete section is double frame in support and in span, also for 22 MPa it is found that the double frame is only in support, on the other hand for the 25MPa 30MPa and 40MPa we have simple frame section, because the influence to the compressive resistance of concrete is remarkable on the internal concrete stresses σ_{bc} this latter is responsible of the concrete section change from a simple frame section to a double frame section.

For sails: after calculation of reinforcement using the "SOCOTEC" software, it turned out that the reinforcement is null that is why we scrap the minimum RPA in both directions.

Keywords: building, concrete, compressive strength, the response of structures.

ملخص:

في كثير من الأحيان ، في إنشاء البنايات ، نلاحظ أن مقاومة الخرسانة للضغط في 28 يوما التي وجدت في مختبر اختبار التحطم مختلفة عن المقاومة $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

لمعالجة هذه المشكلة، ندرس بناء R+9 مع قبو يقع في وهران.

يهدف دراسة تأثير اختلاف f_{c28} على الاستجابة لهذا البناء، نستخدم دراسة ديناميكية لهذا المبنى تعتمد على الأسلوب الديناميكي ونستنتج مايلي:

بالنسبة للجزء الأول نبدأ هذه الدراسة مع مقاومة مميزة للخرسانة $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ، وجدنا أن النموذج رقم 5 يفي بمتطلبات RPA إصدار 99.

بالنسبة للجزء التالي نغير المقاومة المميزة وبعد كل الاختبارات نجد اختلاف طفيف للدور في حركة الهيكل، عامل المشاركة الكتلي ، والتسارع الزلزالي، وردود الفعل في القاعدة، عزم الانحناء في العناصر الأفقية والعمودية، والإجهادات الناظمية على الأعمدة، في النهاية نستنتج أنه لا يوجد تأثير كبير على البناء خلال التغيير في مقاومة الخرسانة.

في الجزء التسليح وجدنا أن:

للأعمدة: تسليح كافة الأعمدة هو نفسه لأن الجزء المحسوب صغير جدا لذلك نحن نأخذ A_{min} إتباعا على RPA 99

للروافد الرئيسية: وفقا للنتائج السابقة نلاحظ أنه ليس هنالك اختلاف كبير في مقاطع التسليح.

للروافد الثانوية: نفس الملاحظة بالنسبة للركائز الرئيسية باستثناء هذه المرة وجدنا أن حجم الخرسانة بهيكل مزدوج في المسند وفي المنتصف، وأيضا لـ 22MPa نجد أن الحجم المزدوج هو فقط في المسند، ومن ناحية أخرى لـ 25MPa و 30MPa و 40MPa لدينا حجم بهيكل بسيط، لأن تأثير المقاومة عند الضغط للخرسانة ملحوظ على الإجهادات الداخلية للخرسانة σ_{bc} . هذا الأخير هو المسؤول عن تغيير حجم الخرسانة من حجم بهيكل بسيط إلى حجم بهيكل مزدوج.

للجدار المسلح: بعد حساب التسليح باستخدام برنامج «SOCOTEC»، اتضح أن التسليح معدوم وهذا هو السبب في أننا نسلح الحد الأدنى في RPA لكلا الاتجاهين.

كلمات البحث: بناء والخرسانة، وقوة الضغط، واستجابة الهياكل.

Sommaire

INTRODUCTIN GÉNÉRALE :	16
1. PRÉSENTATION DU PROJET :	17
1.1. Présentation de l'ouvrage :	17
1.2. La description générale :	17
1.3. Dimensions en plan :	18
1.4. Les données géotechniques :	18
1.5. Les éléments de l'ouvrage :	19
1.6. Caractéristique mécanique des matériaux :	19
2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES :	24
2.1. Introduction :	24
2.2. Pré dimensionnement du plancher :	24
2.3. Pré dimensionnement des poutrelles :	24
2.4. Évaluation des charges des planchers :	25
2.5. Pré dimensionnement des poutres:	26
2.6. Pré dimensionnement des Poteaux:	27
2.7. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :	30
2.8. Pré-dimensionnement des éléments secondaires :	31
3. ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :	34
3.1. Étude du plancher :	34
3.2. Etude d'escalier :	52
3.3. Ascenseur :	60
3.4. L'acrotère :	66
4. ÉTUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :	71
4.1. Introduction :	71
4.2. Objectifs de l'étude dynamique :	71
4.3. Choix de la méthode de calcul :	71
4.4. Méthode d'analyse modale spectrale :	71
4.5. Détermination des paramètres du spectre de réponse :	71
4.6. Spectre de réponse de calcul :	72
4.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	72
4.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :	72
4.9. Nombre de modes à considérer :	72
4.10. Modélisation :	73
4.11. Les dispositions des voiles :	74
4.12. Vérification de déplacement d'étage suivant RPA :	78
4.13. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :	78
4.14. Conclusion :	79
5. RESULTATS ET DISCUSSIONS :	81
5.1. Les Objectifs :	81

5.2.	Les résultats obtenus par l'analyse modale :	81
5.3.	Les sollicitations :	85
5.4.	Les réactions à la base :	113
5.5.	Conclusion :	113
6.	ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	115
6.1.	Introduction :	115
6.2.	Les Poteaux :	115
6.3.	Les poutres principales :	124
6.4.	Ferraillage des poutres secondaires :	129
6.5.	Les voiles :	133
6.6.	Conclusion :	135
	CONCLUSION GÉNÉRALE :	136

Liste des tableaux

Tableau 1.1	Evaluation de la résistance de béton à la compression et à la traction.....	19
Tableau 1.2	Evaluation du module de déformation instantané et différé.....	20
Tableau 1.3	Caractéristique mécanique de l'acier.....	21
Tableau 2.1	Récapitulatif pré-dimensionnement des planchers.....	24
Tableau 2.2	La descente des charges du plancher à corps creux.....	25
Tableau 2.3	La descente des charges des Dalles pleines.....	26
Tableau 2.4	Formules utilisées pour le pré dimensionnement des poutres.....	26
Tableau 2.5	Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres.....	26
Tableau 2.6	Formules utilisées pour le pré-dimensionnement des poteaux.....	27
Tableau 2.7	Calcul de la surface des poteaux ainsi la vérification vis-à-vis au flambement.....	29
Tableau 2.8	Récapitulatif de pré-dimensionnement des Voiles.....	30
Tableau 2.9	Charge permanente du mur extérieur.....	31
Tableau 2.10	Charge permanente mur intérieur.....	31
Tableau 2.11	Evaluation des charges et des surcharges pour la pailleasse.....	32
Tableau 3.1	Charges supporté par Les poutrelles.....	35
Tableau 3.2	Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques « SAP2000 » pour la poutrelle Type-01.....	40
Tableau 3.3	Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 02.....	41
Tableau 3.4	Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 03.....	41
Tableau 3.5	Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 04.....	41
Tableau 3.6	Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 05.....	42
Tableau 3.7	Ferraillage des poutrelles.....	46
Tableau 3.8	Evaluation des charges des escaliers.....	53
Tableau 3.9	Les différents moments des rectangles à l'ELU et L'ELS.....	64
Tableau 3.10	Récapitulatif du ferraillage dalle d'ascenseur.....	65
Tableau 3.11	Vérification des conditions à ELS.....	66
Tableau 4.1	Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition sans voile).....	74
Tableau 4.2	Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 1).....	75
Tableau 4.3	Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 2).....	75
Tableau 4.4	Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 3).....	76
Tableau 4.5	Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 4).....	77
Tableau 4.6	Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 5).....	77
Tableau 4.7	Vérification de déplacement d'étage suivant RPA.....	78
Tableau 4.8	La résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	78
Tableau 4.9	Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	79
Tableau 5.1	Période propre et facteur de participation de masse en fonction de f_{c28}	81
Tableau 5.2	Le rapport $T/Tf_{c28} = 25$ en fonction de f_{c28}	82
Tableau 5.3	La variation de la Période propre et l'accélération en fonction de f_{c28}	82
Tableau 5.4	La variation des périodes propres en fonction de f_{c28} sur les différentes variantes.....	83
Tableau 5.5	Période propre et accélération en fonction de f_{c28}	84
Tableau 5.6	Les moments maximums dans la poutre en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	85
Tableau 5.7	Les moments maximums dans la poutre en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	87
Tableau 5.8	Les sollicitations (efforts axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	88
Tableau 5.9	Les sollicitations (efforts axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	90
Tableau 5.10	Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	92
Tableau 5.11	Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	94
Tableau 5.12	Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	96
Tableau 5.13	Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	98
Tableau 5.14	Les sollicitations (efforts axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours.....	100

Tableau 5.15 Les sollicitations (effort axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours .	102
Tableau 5.16 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours	104
Tableau 5.17 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours	106
Tableau 5.18 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours	108
Tableau 5.19 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours	110
Tableau 5.20 Les sollicitations (moments fléchissant) de la poutre secondaire En appui	112
Tableau 5.21 Les sollicitations (moments fléchissant) de la poutre secondaire En travée	112
Tableau 5.22 Les efforts à la base	113
Tableau 6.1 La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique	115
Tableau 6.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$	116
Tableau 6.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$	116
Tableau 6.4 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	117
Tableau 6.5 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$	117
Tableau 6.6 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$	117
Tableau 6.7 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=20 \text{ MPa}$	118
Tableau 6.8 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=22 \text{ MPa}$	118
Tableau 6.9 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$	118
Tableau 6.10 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$	119
Tableau 6.11 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$	119
Tableau 6.12 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	120
Tableau 6.13 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$	121
Tableau 6.14 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$	121
Tableau 6.15 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$	122
Tableau 6.16 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$	122
Tableau 6.17 Ferrailage transversale des poteaux	123
Tableau 6.18 Les différentes sollicitations de la poutre En travée	125
Tableau 6.19 Les différentes sollicitations de la poutre En appui	125
Tableau 6.20 Ferrailage longitudinales et transversal de la poutre principale	128
Tableau 6.21 Les différentes sollicitations de la poutre secondaire En appui	129
Tableau 6.22 Les différentes sollicitations de la poutre secondaire En travée	129
Tableau 6.23 Ferrailage longitudinales et transversal de la poutre secondaire	132
Tableau 6.24 Sollicitations dans les voiles « $E_p = 25 \text{ cm}$ »	134
Tableau 6.25 Vérification des contraintes tangentielles	135

Liste des figures

Figure 1.1 Vue aérienne du site	17
Figure 1.2 Dimension en plan du bâtiment	18
Figure 1.3 Diagramme contraintes- déformations du béton.....	20
Figure 1.4 Contrainte et déformation des aciers	21
Figure 2.1 Dimensions des éléments constituant un plancher.	25
Figure 2.2 Surface supporté par le poteau le plus sollicité.....	27
Figure 2.3 Vue perspective de voile	30
Figure 2.4 Dimension de l'acrotère	31
Figure 3.1 Schéma statique de poutrelle	35
Figure 3.2 Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU et ELS	41
Figure 3.3 Dimension de la poutrelle	42
Figure 3.4 Ferrailage des poutrelles	46
Figure 3.5 Ferrailage de la dalle pleine balcon	51
Figure 3.6 Schéma d'un escalier.....	52
Figure 3.7 Vue en plan d'escalier	53
Figure 3.8 Schéma statique d'escalier	54
Figure 3.9 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	60
Figure 3.10 Schéma Statique de l'acrotère	66
Figure 4.1 La courbe de spectre de réponse.....	72
Figure 4.2 Structure sans voile	74
Figure 4.3 Première disposition des voiles	74
Figure 4.4 Deuxième disposition des voiles	75
Figure 4.5 Troisième disposition des voiles	76
Figure 4.6 Quatrième disposition des voiles	76
Figure 4.7 Cinquième disposition des voiles	77
Figure 5.1 Comparaison des résultats pour la 1 ^{ère} 2 ^{ème} et 3 ^{ème} période propre entre les différentes f_{c28}	81
Figure 5.2 Diagramme de rapport $T/T_{fc28} = 25$ en fonction de f_{c28}	82
Figure 5.3 Evaluation de l'accélération en fonction de f_{c28}	83
Figure 5.4 La variation de la période propre sur les différentes variantes.....	84
Figure 5.5 Evaluation de l'accélération en fonction de différentes variantes	84
Figure 5.6 L'emplacement de la poutre étudié	85
Figure 5.7 Evaluation des moments max pour la poutre étudié en fonction de f_{c28}	85
Figure 5.8 Diagramme d'évaluation des moments max pour la poutre étudié en fonction de f_{c28}	86
Figure 5.9 L'emplacement de la poutre étudié	86
Figure 5.10 Evaluation des moments max pour la poutre étudié pour les différentes variantes en travée.....	87
Figure 5.11 Evaluation des moments max pour la poutre étudié pour les différentes variantes en appui	87
Figure 5.12 L'emplacement du poteau étudié.....	88
Figure 5.13 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28}	89
Figure 5.14 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28}	91
Figure 5.15 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28}	93
Figure 5.16 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}	95
Figure 5.17 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}	97
Figure 5.18 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}	99
Figure 5.19 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes variantes	101
Figure 5.20 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes variantes	103
Figure 5.21 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes.....	105
Figure 5.22 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes.....	107
Figure 5.23 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes.....	109
Figure 5.24 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes.....	111
Figure 6.1 Ferrailage des poteaux de Sous-sol (55x55).....	123
Figure 6.2 L'emplacement de la poutre principale étudié.....	124
Figure 6.3 Ferrailage des poutres principales (40x30) pour $f_{c28} = 20 MPa$	128
Figure 6.4 Ferrailage des poutres principales (40x30) pour $f_{c28} = 22,25 MPa$	128

Figure 6.5 Ferrailage des poutres principales (40x30) pour $f_{c28} = 30,40 \text{ MPa}$	129
Figure 6.6 Ferrailage des poutres secondaire (30x30) avec $f_{c28} = 20,22 \text{ MPa}$	132
Figure 6.7 Ferrailage des poutres secondaire (30x30) avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	132
Figure 6.8 Ferrailage des poutres secondaire (30x30) avec $f_{c28} = 30,40 \text{ MPa}$	133

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite

M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

Introduction générale

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction. Le matériau résultant de l'association du béton et de l'acier.

Le dimensionnement des ouvrages en béton tel que les bâtiments nécessite la connaissance des différentes propriétés physiques et mécaniques du béton. Parmi ces propriétés c'est la résistance caractéristique à la compression à 28 jours du béton.

Le RPA 99/version 2003 préconise que la résistance f_{c28} doit être entre 22 MPa et 40 MPa.

Cette diversité qui montre que notre matériau béton est hétérogène du fait de sa composition de plusieurs matériaux (gravier, sable, l'eau, ciment et des adjuvants) en plus les facteurs de la main d'œuvre et le matériel utilisé.

Ces données nous ont mené à dire que c'est impossible d'obtenir une résistance du béton sur terrain égale à la résistance de calcul.

Dans notre projet de fin d'étude .on a étudié l'effet de la variation de la résistance du béton sur la réponse d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial qui est composé de neuf étages avec un sous-sol.

Notre travail est composé de cinq parties :

La première partie commence par la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, escalier, dalles pleines, l'ascenseur et l'acrotère).

La troisième partie de L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par le logiciel (SAP 2000) afin de déterminer les différentes sollicitation dues aux chargements.

La quatrième partie a été réservée pour la variation de la résistance du béton afin de tirer des résultats pour pouvoir faire une étude comparative entre des différents essais réalisés.

La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

Chapitre 1
Présentation du projet

1. PRÉSENTATION DU PROJET :

1.1. Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment en question d'étude rentre dans le cadre du projet de réalisation de 197/1300 logements LPA à BELGAID dans la wilaya d'ORAN classé en zone moyenne sismicité zone II (RPA 99/2003).

Notre travail se résume sur une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial.

On s'intéresse dans ce projet à étudier un seul bloc de R+9 + sous-sol à usage d'habitation et commercial.

- Le sous-sol et RDC sont destinés à être des locaux commerciaux.
- Les étages à usage d'habitation avec 4 appartements par étage (F3).



Figure 1.1 Vue aérienne du site

1.2. La description générale :

Les caractéristiques géométriques :

La longueur du bâtiment : 29,22m

La largeur du bâtiment : 14,70 m

La hauteur totale du bâtiment : 34,12 m

La hauteur du sous-sol : 4,08m

La hauteur du RDC : 4,08m

La hauteur des étages : 3,06m

1.3. Dimensions en plan :

La structure présente une forme rectangulaire, dont les dimensions en plan sont mentionnées sur la figure ci-après :



Figure 1.2 Dimension en plan du bâtiment

1.4. Les données géotechniques :

L'étude de sol est réalisée par le L.T.P.O (siège d'Oran), concernant le site du projet a BELGAID wilaya d'ORAN nous a mené à :

- Trois sondages (deux carottés et un pressiométrique) de 40.0 m de profondeur, notés SN1, SN2 et SP1, avec prélèvements d'échantillons pour des essais en laboratoires
 - ✓ (SN.1 prof : 27.30/27.70m \Rightarrow marne jaune – verdâtre finement sableuse).
 - ✓ (SN.2 prof: 30.30/32.30 m \Rightarrow marne jaune – verdâtre devenant grisâtre vers base)
- Une série d'essais pressiométriques repartis dans le sondage pressiométrique SP1 a raison d'un essai tous les 2.0 m à partir de 9.0 m du T/N jusqu'à la fin du sondage et cela quand les formations en place le permettaient.
 - ✓ Prof : 0 – 2 m \Rightarrow Remblai hétérogène
 - ✓ prof : 2 – 4 m \Rightarrow Fragment d'encroutements associés a du sable
 - ✓ prof : 4 – 30 m \Rightarrow Grès fin brunâtre alterné de couches de sable
 - ✓ prof : 30 – 40 m \Rightarrow Marne jaune – verdâtre devenant grisâtre vers la base
- Un piézomètre a par ailleurs été posé au droit du sondage SN1 pour suivre et contrôler une éventuelle présence d'eau dans le sol.
- Pour les essais réalisés au laboratoire :
 - ✓ **Essais physiques** : Poids spécifiques, teneur en eau naturelle, limites d'aterberg, analyses granulo-sédimentométriques, mesures de la teneur en carbonate de calcium CaCO_3 .
 - ✓ **Essais mécaniques** : Essais de résistance à la compression simple.
 - ✓ **Essais chimiques** : Deux échantillons de sol prélevés du sondage SN1 (prof : 27.70m/ 29.00m) et (prof : 31.50m/32.50m) correspondant à la formation marneuse a été soumis à une analyse chimique complète en vue d'apprécier son degré d'agressivité (degré d'attaque) vis-à-vis du béton des armatures et de se situer entre autre sur sa composition minéralogique.

Compte tenu des résultats obtenus par les essais réalisés et vu l'importance du projet prévu, nous avons tiré les résultats suivantes :

- Des fondations de type superficiel pour les appuis des ouvrages à construire à savoir : des radiers généraux, ancrées (projection d'un sous-sol nécessitera au moins un ancrage de 4.80m) dans la formation naturel de grès.
- Le site est considéré comme rocheux (s1)
- D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol (LTPO), la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma} = 3 \text{ bars}$.

1.5. Les éléments de l'ouvrage :

- L'ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques auto stable constitué de portique auto stable constitué par des poutres et de poteaux ainsi que des voiles de contreventement

- L'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit.

- Le balcon :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

- Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 50cm.

- La maçonnerie

Les murs extérieurs sont par double parois a brique creuse avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

- Revêtement :

Enduit de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons

Carrelage pour les planchers

Marches et contre marche en granito pour les escaliers

Enduit en plâtre pour les plafonds (sauf les salles d'eau)

Les planchers terrasses seront recouverts par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

1.6. Caractéristique mécanique des matériaux

1.9.1 Béton

Poids volumique du béton = 25 KN/m³

a. Evaluation de la résistance avec l'âge de béton

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83^j} \quad (\text{BAEL99})$$

- Si $j > 28$ jour $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ c'est la résistance maximale de béton avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- Si $f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4,76 \times 0,83^j}$

- Si $40 \text{ MPa} < f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1,4 \times 0,95^j}$

b. Résistance du béton à la traction

On calcule la résistance à la traction à partir de la compression en appliquant la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL91})$$

Remarque : dans la première partie de notre travail on va commencer par $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, ensuite dans la deuxième partie du travail on va varier la résistance du béton comme suit :

f_{c28} [MPa]	20	22	25	30	35	40
f_{t28} [MPa]	1.8	1.92	2.1	2.4	2.7	3

Tableau 1.1 Evaluation de la résistance de béton à la compression et à la traction.

c. Module de déformation du béton

- Module de déformation instantané(E_{ij}) (Art A.2.1.21 BAEL91)
(Action courte durée < 24h.)

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

- Module de déformation différé(E_{vj}) (Art A.2.1.22 BAEL91) (Action de longue durée > 24h).

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

f_{c28} [MPa]	20	22	25	30	35	40
E_{ij} [MPa]	29858.593	30822.432	32164.195	34179.557	35981.729	37619.470
E_{vj} [MPa]	10043.345	10367.545	10818.865	11496.760	12102.945	12653.822

Tableau 1.2 Evaluation du module de déformation instantané et différé.

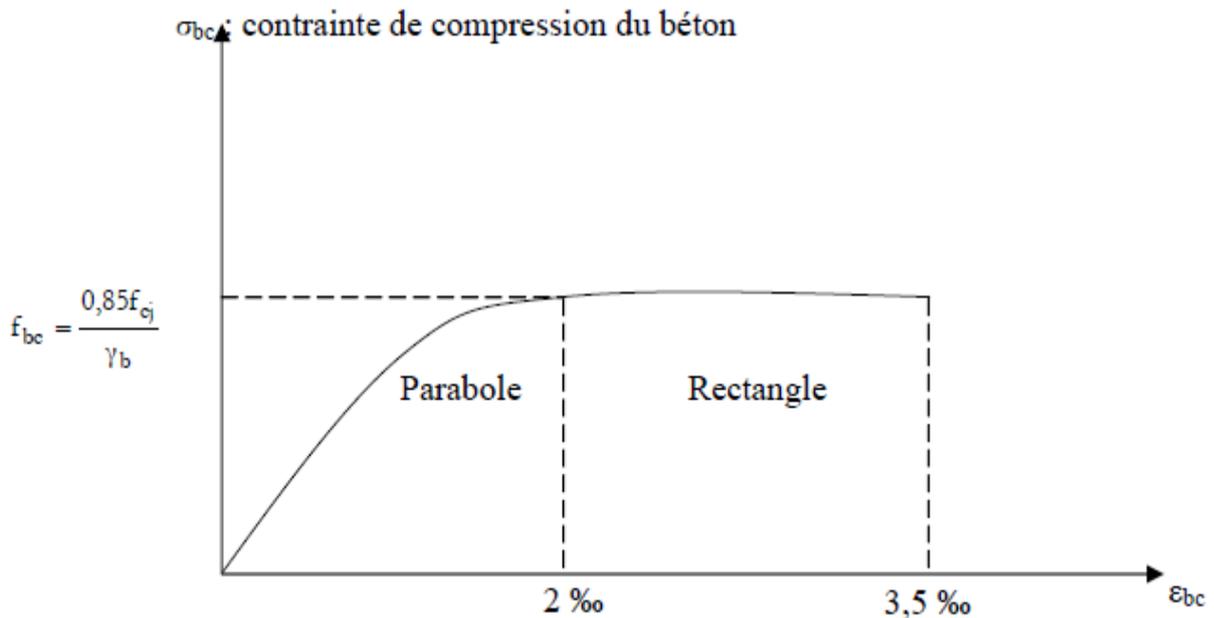


Figure 1.3 Diagramme contraintes- déformations du béton

1.9.2 Aciers

Les valeurs de la limite d'élasticité F_e récapitulée dans le tableau ci-dessous :

Type	Nuance	F_e	Emploi
Barre haute adhérence	FeTE40	400	Emploi courant
	FeTE50	500	
Fils treilles HA	FeTE40	400	Barres droites ou de treilles
	FeTE50	500	
Fils treilles HA	TL50 Φ >6mm	500	Treilles soudé uniquement
	TL50 Φ >6mm	520	Emploi courant

Tableau 1.3 Caractéristique mécanique de l'acier

a. Diagramme déformation – contrainte des aciers

ELU

Le diagramme contrainte (σ_{st}) – déformation (ξ_{st}) est conventionnellement définie ci-après :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) est pris égal à 210000 MPA.

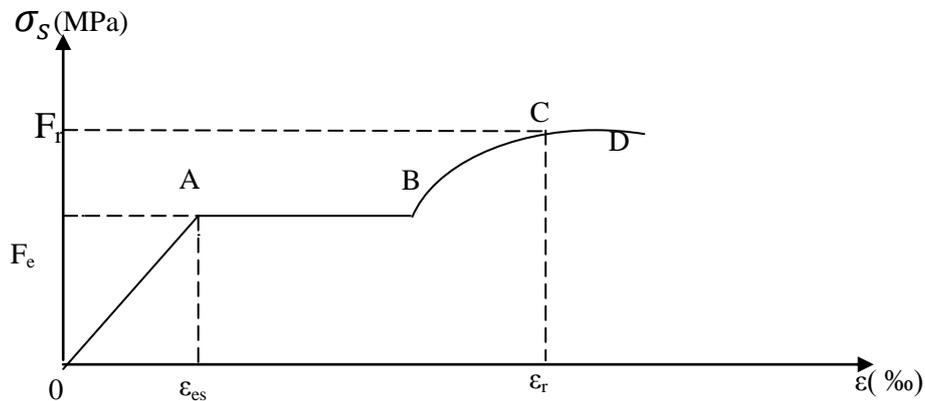


Figure 1.4 Contrainte et déformation des aciers

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire

Zone AB : Domaine plastique

Zone BC : Domaine de raffermisssement

Zone CD : Domaine de striction

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ Cas générale.

$\gamma_s = 1$ Cas accidentelle.

Les relations entre contraintes et déformations (équation de droite) sont :

$$\xi_{st} \leq \xi_{se} \Rightarrow \sigma_{st} = E_s \times \xi_{st}$$

$$\xi_{se} \leq \xi_{se} \leq 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

ELS

La contrainte est liée aux limitations d'ouvertures des fissures:

Fissuration peu nuisible (Art A.4.5.32 BAEL91)

⇒ Pas de limitation de contrainte

- Fissuration préjudiciable (Art A.4.5.33 BAEL91)

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

- Fissuration très préjudiciable (Art A.4.5.34 BAEL91)

$$\Rightarrow \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right).$$

Avec :

- $\eta = 1$ ⇒ R.L (ronds lisses).

- $\eta = 1,60$ ⇒ H.A (haute adhérence).

b. Acier utilisé

Généralement on utilise trois types d'aciers :

Des barres lisses pour les armatures transversales (cadres, étriers) c'est-à-dire R.L de nuance FerE24 tel que : $f_e = 235 \text{ MPa}$

Des barres de hautes adhérences (H.A) FerE40 tel que : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Les treillis soudés pour les dalles de compression T_s

Chapitre 2
Pré-dimensionnement et
descente des charges

2. PRÉ-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

2.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est principalement " le pré calcul " des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91). Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, elles peuvent être augmentées après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2. Pré dimensionnement du plancher :

2.2.1. Détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{PRATIQUE BAEL 91 V 99})$$

Avec :

L : la portée maximal entre nus d'appuis

h_t : Hauteur totale du plancher

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{3.80}{22.5} = 0.168 \text{ m}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t = 21 \text{ cm}$ avec : 16 cm [pour le corps creux]

5cm [pour la dalle de compression]

2.2.2. Plancher à dalle pleine :

$$\frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

L'épaisseur de la dalle pleine qu'on a adopté est de $h_0=15\text{cm}$

Type	Epaisseur de la dalle	Corps creux	Dalle de compression
corps creux	21 cm	16	5
dalles pleines	15 cm	-	-

Tableau 2.1 Récapitulation pré-dimensionnement des planchers

2.3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont continuées, elles forment une section en « T »

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.5 h_t \quad (\text{PRATIQUE BAEL 91 V 99})$$

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right) \quad (\text{PRATIQUE BAEL 91 V 99})$$

L : Portée des poutrelles

L_0 : Distance entre nus des nervures

Le corps creux le plus couramment utilisé est de dimension (55 cm) alors :

$$L_0 = 55 \text{ cm}$$

$$L = 380 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(38; 27.5)$$

$$\text{Donc } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte

Pour la largeur de la nervure nous avons : $b_0=(8-14) \text{ cm}$; on adopte $b_0=10 \text{ cm}$

$$b = 65 \text{ cm}, \quad h_0 = 5 \text{ cm}, \quad h_1 = 16 \text{ cm}, \quad h_t = 21 \text{ cm}$$

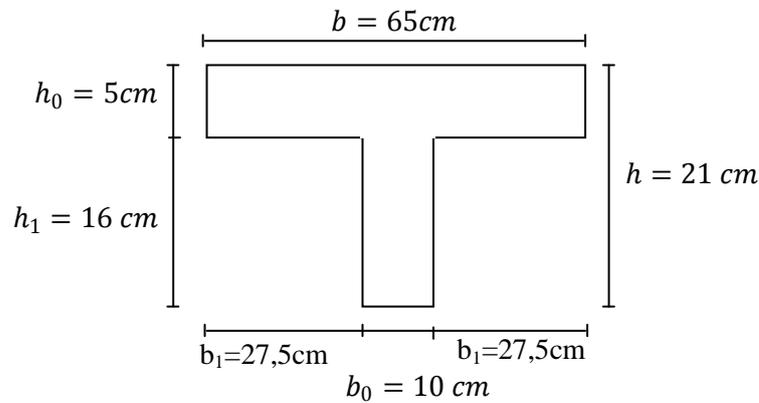


Figure 2.1 Dimensions des éléments constituant un plancher.

2.4. Évaluation des charges des planchers :

2.4.1. Planchers à corps creux :

Nature du plancher	Description	Epais. [m]	Poids .vol [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
Terrasse inaccessible	⇒ Gravillon de protection	0,03	17	0.60
	⇒ Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
	⇒ Isolation thermique en polystyrène	0,04	4	0.12
	⇒ Forme de pente	0,08	20	1.60
	⇒ Corps creux + Dalle de compression	0,21	-	3.10
	⇒ Enduits en plâtre	0,02	10	0.20
Q et G	Q = 1.00 KN/m ²		G = 5.74 KN/m ²	
Etage Courant	⇒ Cloisons de séparations	0,10	9	0,9
	⇒ Carrelage	0,02	20	0,40
	⇒ Mortier de pose	0,02	20	0,40
	⇒ Couche de sable fin	0,02	18	0.36
	⇒ Corps creux + Dalle de compression	0,21	-	3.10
	⇒ Enduits en plâtre	0,02	10	0.20
Q et G	Q = 1,50 KN/m ²		G = 5,36 KN/m ²	
Etage RDC + 1 ^{er} ETAGE	⇒ Cloisons de séparations	0,10	9	0,9
	⇒ Carrelage	0,02	20	0,40
	⇒ Mortier de ciment	0,02	20	0,40
	⇒ Couche de sable fin	0,02	18	0.36
	⇒ Corps creux + Dalle de compression	0,21	-	3.10
	⇒ Enduits en plâtre	0,02	10	0,20
Q et G	Q = 4,00 KN/m ²		G = 5.36 KN/m ²	

Tableau 2.2 La descente des charges du plancher à corps creux

2.4.2. Dalles pleines :

Nature Dalles pleines	Description	Epais. [cm]	Poids .vol [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
Terrasse Inaccessible	➔ Gravillon de protection	0,03	17	0.51
	➔ Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
	➔ Isolation thermique	0,04	4	0.16
	➔ Forme de pente	0,08	20	1.60
	➔ Dalle pleine	0,15	25	3.75
	➔ Enduits en plâtre	2	10	0.20
Q et G	Q = 1.00 KN/m ²		G = 6.34 KN/m ²	
Etage Courant (BALCON)	➔ Carrelage	0,02	20	0,40
	➔ Mortier de pose	0,02	20	0,40
	➔ Couche de sable fin	0,02	18	0.36
	➔ Dalle pleine	0,15	25	3.75
	➔ Enduits sous plafonds	0,02	10	0.20
Q et G	Q = 3,50 KN/m ²		G = 5.11KN/m ²	

Tableau 2.3 La descente des charges des Dalles pleines

2.5. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux

RPA 99{ §7.5.1 }	BAEL 91
$b \geq 20$ [cm]	$L/15 \leq h \leq L/10$ $0.3 h < b < 0.7 h$
$h \geq 30$ [cm]	
$h/b \leq 4$	
$B_{max} \leq 1.5 + b_1$	

Tableau 2.4 Formules utilisées pour le pré dimensionnement des poutres

Poutre	P. Principales (L=4,70m)		Chaînages (L=3,80m)	
	b [cm]	h [cm]	b [cm]	h [cm]
Dimension	30	40	30	30

Tableau 2.5 Récapitulatif du pré dimensionnement des poutres

2.6. Pré dimensionnement des Poteaux:

RPA 99 V 2003 {§7}	BAEL 91
$\min (a, b) \geq 25 \text{ [cm]}$	$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$
$\min (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \text{ [cm]}$ h_e : hauteur d'étage	
$1/4 < a/b < 4$	$\max (\lambda_x, \lambda_y) \leq 35$

Tableau 2.6 Formules utilisées pour le pré dimensionnement des poteaux

On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}^2\text{)}$ par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

L : Longueur du plancher ($L = 3.56 \text{ m}$).

l : Largeur du plancher ($l = 4.47 \text{ m}$).

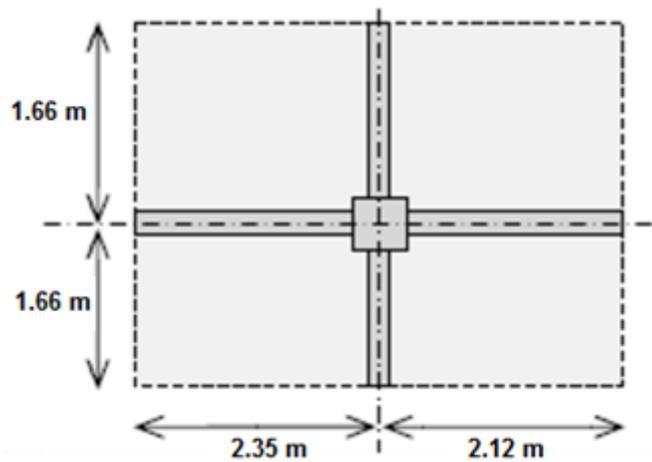


Figure 2.2 Surface supporté par le poteau le plus sollicité

N_u : étant la charge verticale a l'ELU.

Avec : $N_u = P_u \times S \times n$

P_u : Charge du plancher

$P_u = 1 \text{ t/m}^2$

S : Surface supporté par le poteau le plus sollicité

$S = L \times l$

$S = 3.32 \times 4.47 = 14.8404 \text{ m}^2$

n : Nombre d'étage.

$N_u = 1 \times 14.8404 \times 12 = 178.0848 \text{ t}$.

$N_u = 1.780848 \text{ MN}$.

• Section réduite

(BAEL 91 V 99)

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad (\text{cas générale})$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \quad (\text{cas générale})$$

$$\theta = 1 \quad (\text{charge} > 24 \text{ h})$$

$$B_r \geq \frac{1.2 \times 1.780848}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \Rightarrow B_r \geq 0.114278 \text{ m}^2$$

On a :

$$B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{0.114278} + 0.02$$

$$\Rightarrow a \geq 0.358 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$a = b = 55 \text{ cm} \quad (\text{Raison de sécurité zone IIa sismique}) \text{ Dont un poteau de } (55 \times 55) \text{ cm}^2$$

a. **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :** (BAEL 91 V 99)

$$\min(a, b) \geq 25 \quad \Rightarrow a = 55 > 25 \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = 55 > \left(\frac{408}{20} = 20.4 \right) \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \quad \Rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{55}{55} = 1 \right) < 4 \quad \text{C.V}$$

b. **Vérification du poteau de sous-sol au flambement :** (BAEL 91 V 99)

Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$I_x = I_y = \frac{55 \times 55^3}{12}$$

$$I_x = I_y = 762552.0833 \text{ cm}^4$$

Rayon de giration i_x, i_y

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

Avec : $A = a \times b$ (section du poteau)

$$A = 55 \times 55 = 3025 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = \sqrt{\frac{762552.0833}{3025}}$$

$$\Rightarrow i_x = i_y = 15.87 \text{ cm}$$

c. Calcul de l'élanement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 5,10 \text{ m}$$

$$l_f = 3,57 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{357}{15.87}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 22,49$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 22,49 < 35 \quad \Rightarrow \text{le flambement est vérifié. (BAEL 91 V 99)}$$

poteaux	n étage	S (m ²)	N _u (MN)	L ₀ (m)	$\sqrt{B_r+0.02}$	$\frac{a}{b}$ (m ²)	λ	condition
Sous-sol	1	14.8404	1.78	5,10	0.35	0.55	22,49	C.V
RDC	2	14.8404	1.63	3,06	0.34	0.50	14,84	C.V
1 ^{er} étage	3	14.8404	1.48	3.06	0.32	0.50	14.84	C.V
2 ^{ème} étage	4	14.8404	1.34	3.06	0.31	0.45	16.48	C.V
3 ^{ème} étage	5	14.8404	1.19	3.06	0.29	0.45	16.48	C.V
4 ^{ème} étage	6	14.8404	1.04	3.06	0.27	0.40	18.55	C.V
5 ^{ème} étage	7	14.8404	0.89	3.06	0.25	0.40	18.55	C.V
6 ^{ème} étage	8	14.8404	0.74	3.06	0.23	0.40	18.55	C.V
7 ^{ème} étage	9	14.8404	0.59	3.06	0.21	0.35	21.20	C.V
8 ^{ème} étage	10	14.8404	0.45	3.06	0.18	0.35	21.20	C.V
9 ^{ème} étage	11	14.8404	0.30	3.06	0.15	0.35	21.20	C.V
Buanderie	12	14.8404	0.15	3.06	0.12	0.35	21.20	C.V

Tableau 2.7 Calcul de la surface des poteaux ainsi la vérification vis-à-vis au flambement.

2.7. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Selon le RPA 99 version 2003, Oran appartient à la zone *Ila*, alors le voile est nécessaire lorsque :

- Nombre d'étage ≥ 4 étages. $\Rightarrow 9$ étages.
- La hauteur ≥ 12 m. $\Rightarrow 34,12 \geq 12$ m

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- $L \geq 4 \times e$
- $e \geq h_e/20$

L : La longueur du voile.

e : L'épaisseur du voile.

h_e : Hauteur d'étage.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

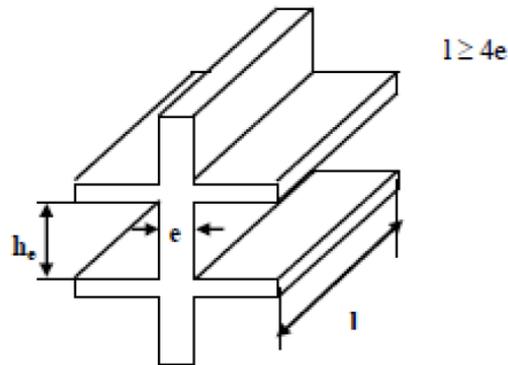


Figure 2.3 Vue perspective de voile

On a:
$$\begin{cases} h_e = 4,80 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{4,80}{20} = 0,24 & \text{pour les oussols.} \\ h_e = 2,76 \text{ m} \rightarrow e \geq \frac{2,76}{20} = 0,138 & \text{pour le RDC et les étages courant .} \end{cases}$$

On prend : $e = 25$ cm pour le sous-sol et le RDC.

$e = 15$ cm pour les étages.

Niveaux	épaisseur du voile (cm)
Sous-sols	25
RDC et Etage courant	15

Tableau 2.8 Récapitulation de pré-dimensionnement des Voiles

2.8. Pré-dimensionnement des éléments secondaires

2.8.1. L'acrotère :

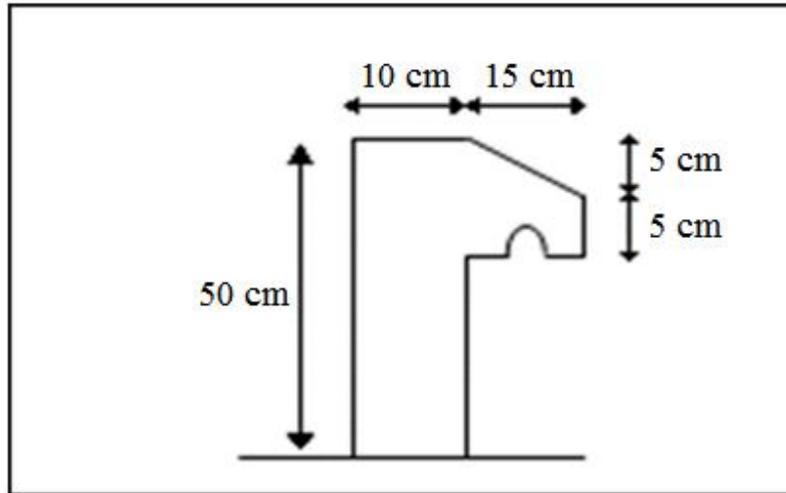


Figure 2.4 Dimension de l'acrotère

$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.10 \times 0.5) = 0.06125 \text{ m}^2/l$$

$$G = 0.06125 \times 2500 = 153,125 \text{ Kg/ml.}$$

• La charge horizontale :

$$Fp = 4 \times A \times Cp \times Wp$$

$A = 0,15$ coefficient d'accélération de la zone. (RPA)

$Wp = 153,125 \text{ Kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$Cp = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale.

$$Fp = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 153,125 = 73.5 \text{ Kg/ml}$$

$$Q = 73.5 \text{ Kg/ml}$$

2.8.2. Murs :

a. Murs extérieurs (double parois) :

Désignation	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)
Enduit extérieur	12	0.02	0,24
Brique creuse	9	0.15	1,35
Brique creuse	9	0.1	0,9
Enduit intérieur	12	0.02	0,24
G	2,73 KN/m²		

Tableau 2.9 Charge permanente du mur extérieur

b. Murs intérieurs (simple parois) :

Désignation	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)
Enduit intérieur	12	0.02	0,24
Brique creuse	9	0.1	0,90
Enduit intérieur	12	0.02	0,24
G	1,38 kg/m²		

Tableau 2.10 Charge permanente mur intérieur

• **Remarque :**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

2.8.3. L'escalier :

a. Paillasse :

Désignation	e (m)	Masse volumique (KN / m ³)	Poids (KN / m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids propre des marches	-	0,17*25/2	2,125
Poids propre de la paillasse	0,10	25/cos30	2,88
Garde-corps	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10/cos30	0,23
G		6,93	
Q		2.5	

Tableau 2.11 Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

Chapitre 3
Étude des éléments
secondaires

3. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES :

3.1. Étude du plancher :

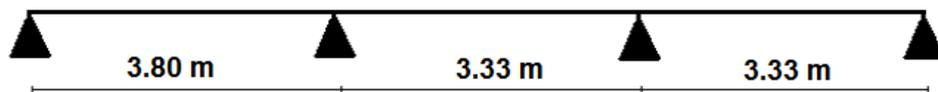
3.1.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

3.1.2. Types de poutrelles :

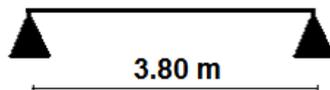
Type 01 : Plancher haut sous-sol + Plancher haut RDC



Type 02 : Plancher haut étage 9



Type 03 : Plancher haut sous-sol + Plancher haut RDC



Type 04 : Plancher haut sous-sol + Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)



Type 05 : Plancher haut sous-sol + Plancher haut RDC + Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9) + Plancher terrasse 2 (+34.12)



3.1.3. Détermination des efforts internes :

Nous avons sept types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 01 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

• **Les charges des poutrelles :**

niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) b × (1,35G + 1,5Q)	ELS(KN/ml) b × (G + Q)
Plancher haut sous-sol	5.36	4	0.65	8.60	6.08
Plancher haut RDC	5.36	4	0.65	8.60	6.08
Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8)	5.36	1.5	0.65	6.17	4.46
Plancher haut étage 9 (terrasse +31.62)	5.74	1	0.65	6.01	4.38
Plancher terrasse 2 (+34.12)	5.74	1	0.65	6.01	4.38

Tableau 3.1 Charges supporté par Les poutrelles.

• **Type 01 : Plancher haut sous-sol**

$q_u = 8.60 \text{ KN/ml}$ $q_s = 6.08 \text{ KN/ml}$

ELU :

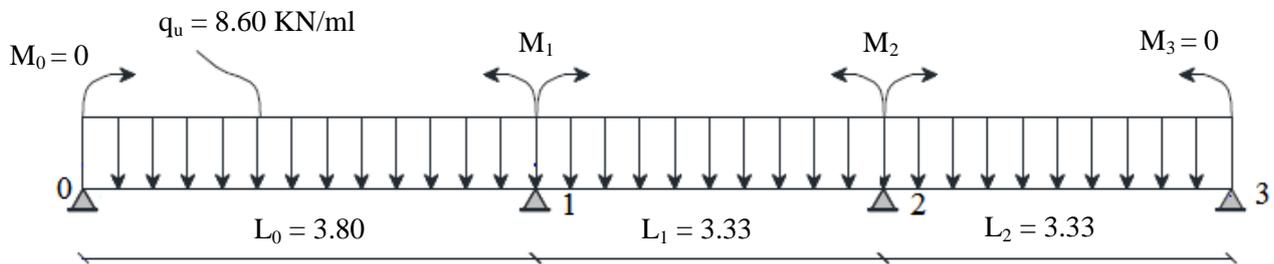


Figure 3.1 Schéma statique de poutrelle

neud 1 $\{14.26 \times M_1 + 3.33 \times M_2 + 6A_1 = 0$
 neud 2 $\{3.33 \times M_1 + 13.32 \times M_2 + 6A_2 = 0$

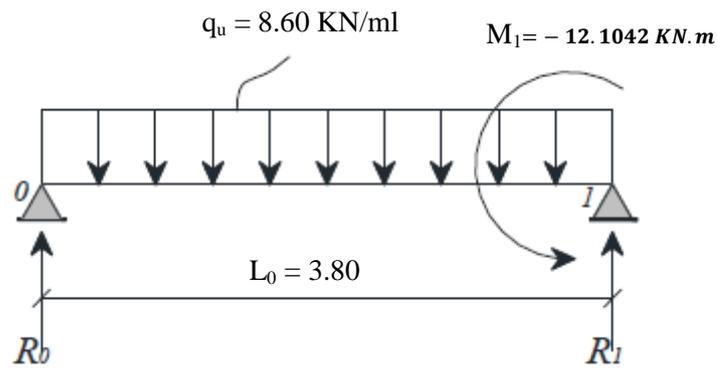
$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$ $A_2 = R_{2g} + R_{2d}$
 $A_1 = \frac{813.3306078}{24}$ $A_2 = \frac{654.3293756}{24}$

$\begin{bmatrix} 14.26 & 3.33 \\ 3.33 & 13.36 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 813.3306078/4 \\ 654.3293756/4 \end{Bmatrix}$

$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 14.26 & 3.33 \\ 3.33 & 13.36 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} 813.3306078/4 \\ 654.3293756/4 \end{Bmatrix}$

$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -12.1042 \\ -9.2272 \end{Bmatrix}$

Travée 0-1 :



$$R_0 + R_1 = q_u \times L_0$$

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_0 \times L_0 - q_u \times L_0^2/2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 13.6486 \text{ KN} \quad R_1 = 20.0193 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \times x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \times x$$

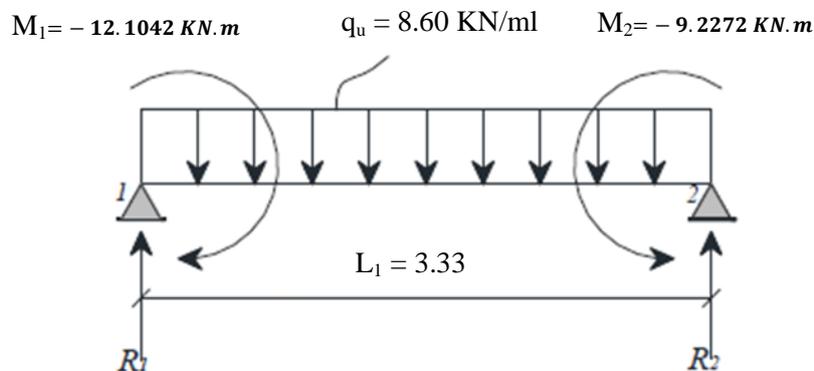
$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.80) = -12.1042 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 13.6486 \text{ KN} \\ T(3.80) = -20.0193 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x)_{\max(\text{travée})} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = 1.54 \text{ m}$$

$$M(1.54)_{\max(\text{travée})} = 10.5126 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :



$$R_1 + R_2 = q_u \times L_1$$

$$\Sigma M/2 = 0$$

$$R_1 \times L_1 - q_u \times L_1^2/2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 15.6158 \text{ KN} \quad R_2 = 13.8879 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} - 12.1042$$

$$T(x) = R_1 - q_u \times x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -12.1042 \text{ KN.m} \\ M(3.33) = -9.2272 \text{ KN.m} \end{cases}$$

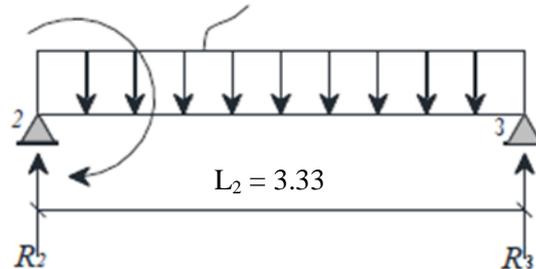
$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 15.6158 \text{ KN} \\ T(3.33) = -13.8879 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x)_{\max(\text{travée})} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{q_u} = 1.76 \text{ m}$$

$$M(1.76)_{\max(\text{travée})} = 1.6572 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$M_1 = -9.2272 \text{ KN.m} \quad q_u = 8.60 \text{ KN/ml}$$



$$R_2 + R_3 = q_u \times L_2$$

$$\Sigma M/3 = 0$$

$$R_2 \times L_2 - q_u \times L_2^2/2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 17.5228 \text{ KN} \quad R_3 = 11.981 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_2$$

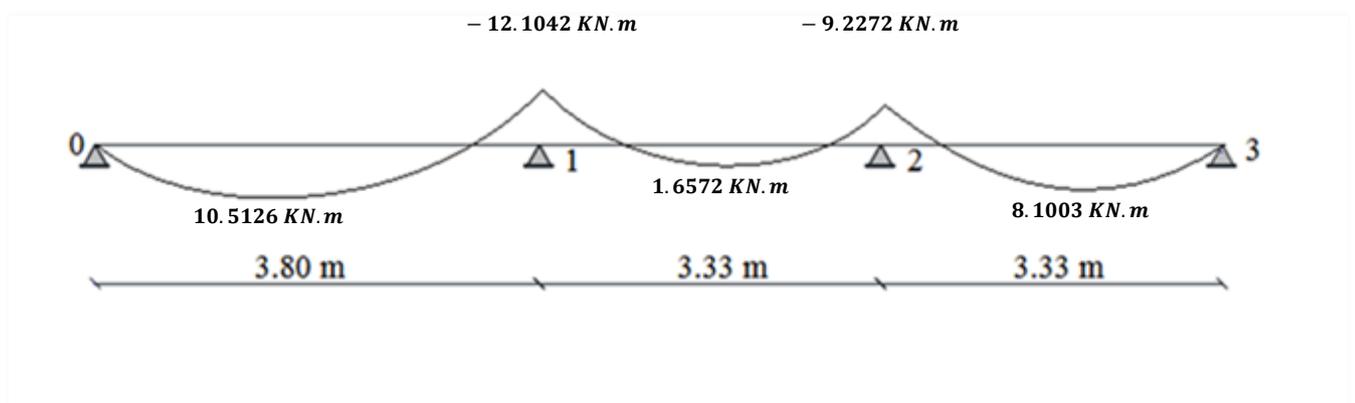
$$T(x) = R_2 - q_u \times x$$

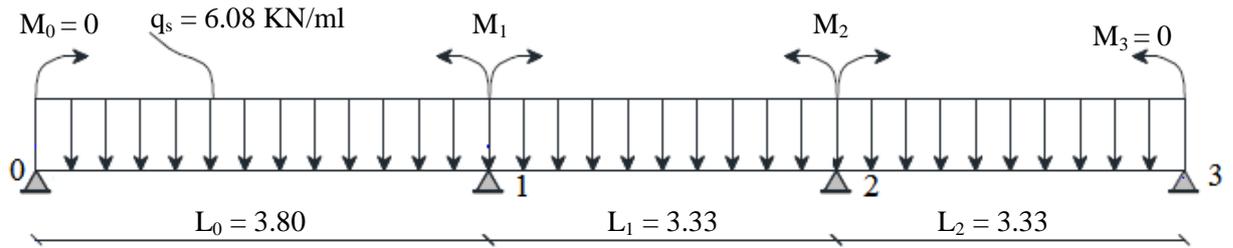
$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -9.2272 \text{ KN.m} \\ M(3.33) = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 17.5228 \text{ KN} \\ T(3.33) = -11.981 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x)_{\max(\text{travée})} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{q_u} = 1.97 \text{ m}$$

$$M(1.97)_{\max(\text{travée})} = 8.1003 \text{ KN.m}$$



ELS :


$$\begin{aligned} \text{neud 1} & \begin{cases} 14.26 \times M_1 + 3.33 \times M_2 + 6A_1 = 0 \\ 3.33 \times M_1 + 13.32 \times M_2 + 6A_2 = 0 \end{cases} \\ \text{neud 2} & \end{aligned}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} \quad A_2 = R_{2g} + R_{2d}$$

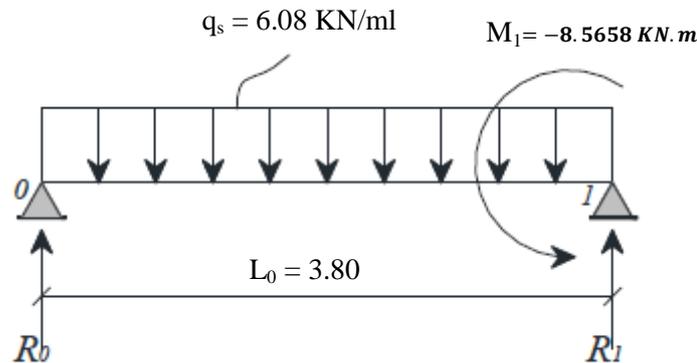
$$A_1 = \frac{575.573692}{24} \quad A_2 = \frac{463.052504}{24}$$

$$\begin{bmatrix} 14.26 & 3.33 \\ 3.33 & 13.36 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 575.573692/4 \\ 463.052504/4 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 14.26 & 3.33 \\ 3.33 & 13.36 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} 575.573692/4 \\ 463.052504/4 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -8.5658 \\ -6.5299 \end{Bmatrix}$$

Travée 0-1 :



$$R_0 + R_1 = q_s \times L_0$$

$$\Sigma M/1 = 0$$

$$R_0 \times L_0 - q_s \times L_0^2/2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 9.6588 \text{ KN} \quad R_1 = 14.1671 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \times x - q_s \times \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \times x$$

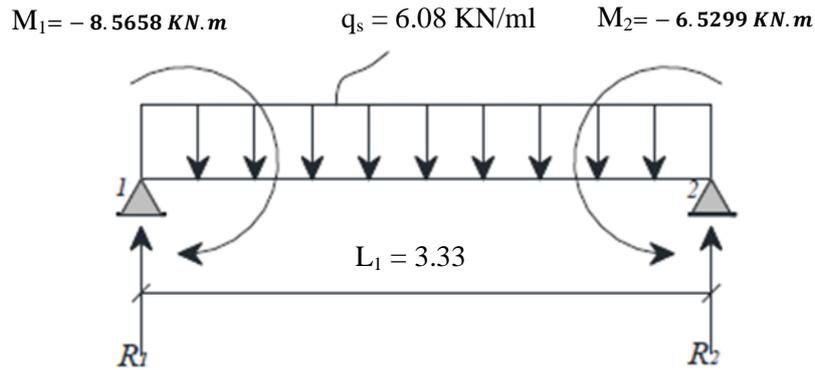
$$M(x) = \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.80) = -8.5658 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 9.6588 \text{ KN} \\ T(3.80) = -14.1671 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x)_{\max(\text{travée})} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_0}{q_u} = 1.54 \text{ m}$$

$$M(1.54)_{\max(\text{travée})} = 7.4395 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :



$$R_1 + R_2 = q_s \times L_1$$

$$\Sigma M/2 = 0$$

$$R_1 \times L_1 - q_s \times L_1^2/2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 11.0485 \text{ KN} \quad R_2 = 9.8305 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_1 \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} - 8.5658$$

$$T(x) = R_1 - q_s \times x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -8.5658 \text{ KN.m} \\ M(3.33) = -6.5299 \text{ KN.m} \end{cases}$$

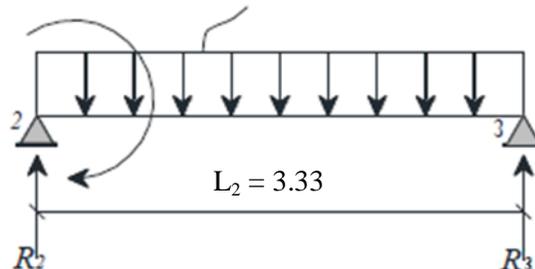
$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 11.0485 \text{ KN} \\ T(3.33) = -9.8305 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x)_{\max(\text{travée})} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_1}{q_u} = 1.76 \text{ m}$$

$$M(1.76)_{\max(\text{travée})} = 1.1685 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$M_1 = -6.5299 \text{ KN.m}$ $q_s = 6.08 \text{ KN/ml}$



$$R_2 + R_3 = q_s \times L_2$$

$$\Sigma M/3 = 0$$

$$R_2 \times L_2 - q_s \times L_2^2/2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 12.4004 \text{ KN} \quad R_3 = 8.4786 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_2 \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} + M_2$$

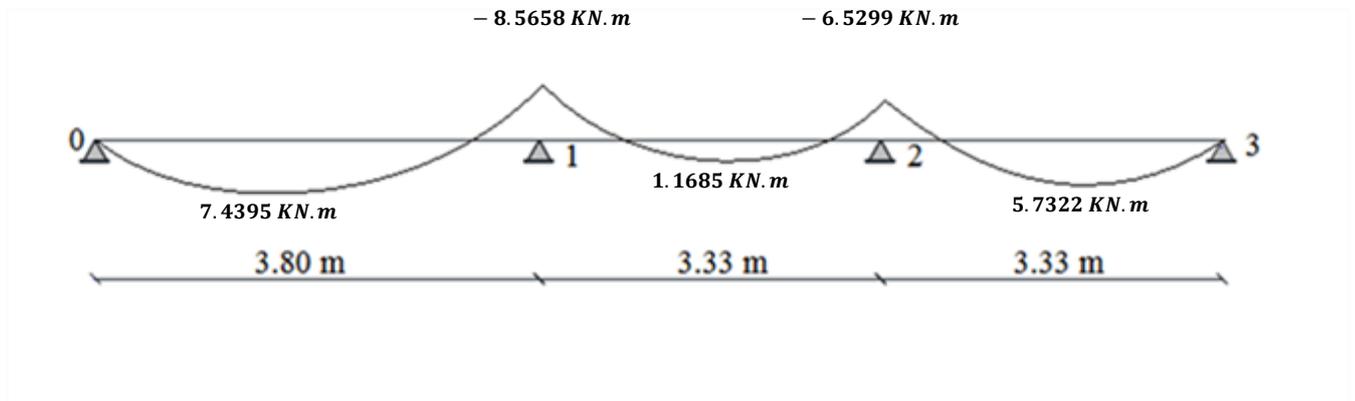
$$T(x) = R_2 - q_s \times x$$

$$M(x) = \begin{cases} M(0) = -6.5299 \text{ KN.m} \\ M(3.33) = 0 \end{cases}$$

$$T(x) = \begin{cases} T(0) = 12.4004 \text{ KN} \\ T(3.33) = -8.4786 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x)_{\max(\text{travée})} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_2}{q_u} = 1.97 \text{ m}$$

$$M(1.97)_{\max(\text{travée})} = 5.7322 \text{ KN.m}$$



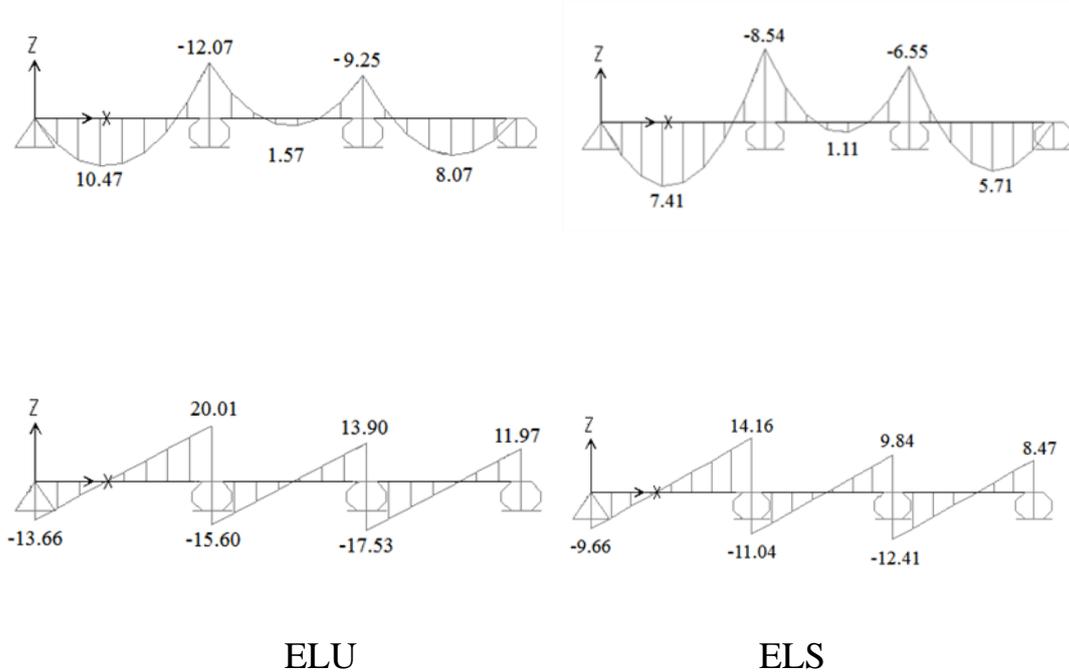
3.1.4. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants de tous les types des poutres sont regroupées dans les tableaux suivants

Type 01 :

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{\text{tra max}}$ (KN.m)	$M_{\text{app max}}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{\text{tra max}}$ (KN.m)	$M_{\text{app max}}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Plancher haut sous-sol	10.5126	-12.1042	-20.0193	7.4395	-8.5658	-14.1671
Plancher haut sous-sol (par logiciel SAP2000)	10.47	-12.07	20.01	7.41	-8.54	14.16
Plancher haut RDC	10.47	-12.07	20.01	7.41	-8.54	14.16

Tableau 3.2 Comparaison entre les sollicitations théoriques et numériques « SAP2000 » pour la poutrelle Type-01


Figure 3.2 Diagramme des moments et efforts tranchants à l'ELU et ELS

L'erreur entre les deux méthodes est due au faute d'arrondissement, cette erreur est remarquée seulement après la virgule. Pour cela on peut se permettre de calculer les efforts internes avec SAP2000.

Type 02 :

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Plancher terrasse 2 (+34.12)	8.31	0	10.19	6.12	0	7.51

Tableau 3.3 Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 02

Type 03 :

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Plancher haut sous-sol	15.99	0	16.83	11.32	0	11.91
Plancher haut RDC	15.99	0	16.83	11.32	0	11.91

Tableau 3.4 Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 03

Type 04 :

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Plancher haut sous-sol	10.17	-12.85	20.21	7.20	-9.09	14.31
Plancher haut RDC	10.17	-12.85	20.21	7.20	-9.09	14.31
Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8)	7.40	-9.34	14.69	6.35	-6.76	10.63
Plancher haut étage 9 (terrasse+ 31.62)	7.11	8.98	14.12	5.18	-6.54	10.29

Tableau 3.5 Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 04

Type 05 :

Plancher	ELU			ELS		
	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)	$M_{tra\ max}$ (KN.m)	$M_{app\ max}$ (KN.m)	T_{max} (KN)
Plancher haut sous-sol	6.79	-12.23	18.42	4.80	-8.65	13.04
Plancher haut RDC	6.79	-12.23	18.42	4.80	-8.65	13.04
Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8)	4.94	-8.89	13.39	3.57	-6.43	9.69
Plancher haut étage 9 (terrasse+ 31.62)	4.74	-8.54	12.87	3.46	-6.22	9.38

Tableau 3.6 Les efforts internes à l'ELU et L'ELS Type 05

3.1.5. Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «**Type 01**» comme un exemple de calcul au niveau du plancher haut de sous-sol et on pose les résultats trouvé des autres types dans un tableau récapitulatif.

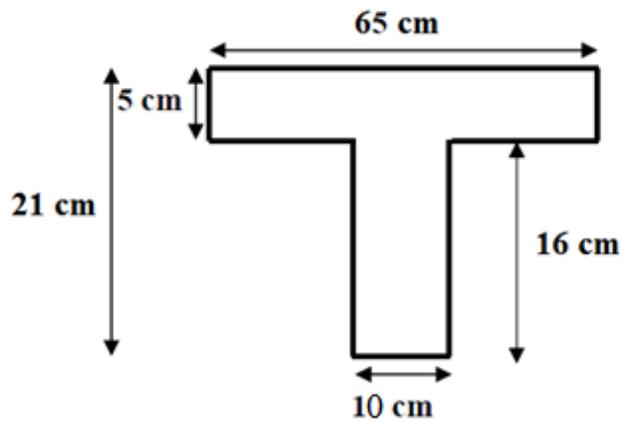


Figure 3.3 Dimension de la poutrelle

a) Ferrailage longitudinal

En travée :

$$M_u = 10.47 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 0.01047 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times \left(0.9 \times 0.21 - \frac{0.05}{2}\right)$$

$$M_t = 0.0754 \text{ MN.m}$$

$$M_u < M_t$$

Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section Te) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.01047}{0.65 \times 0.035 \times 14.16} = 0.0325$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R$$

Section à simple armature

Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0392$$

Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.186$$

Section théorique d'armature A_{st}

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1.618 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T12 $\Rightarrow A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(1.407 \times 10^{-4}; 1.529 \times 10^{-4})$$

$$\mathbf{2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.529 \text{ cm}^2}$$

C. V

En appuis :

$$M_u = 12.07 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 0.01207 \text{ MN.m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0 / 2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times \left(0.9 \times 0.21 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_t = 0.0754 \text{ MN.m}$$

$$M_u < M_t$$

Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section Te) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.01207}{0.65 \times 0.035 \times 14.16} = 0.0374$$

$$\mu_R = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R$$

Section à simple armature

Position relative de fibre neutre α :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0453$$

Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1856$$

Section théorique d'armature A_{st}

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = 1.87 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 2T12 $\Rightarrow A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \quad \text{avec } (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa})$$

$$A_{st} \geq \text{Max}(1.407 \times 10^{-4}; 1.529 \times 10^{-4})$$

$$\mathbf{2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.529 \text{ cm}^2}$$

C. V

ELS**En travée**

$$M_s = 7.41 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s = 0.00741 \text{ MN.m}$$

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.00967}{0.00684} = 1,4$$

$$\alpha = 0.0392 \leq 0,45$$

Alors les contraintes du béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage à ELU convient à ELS.

En appuis :

$$M_s = 10.09 \text{ KN.m} \Rightarrow M_s = 0.01009 \text{ MN.m}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.01421}{0.01009} = 1,4$$

$$\alpha = 0.0453 \leq 0,45$$

Alors les contraintes du béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage à ELU convient à ELS.

Vérification de contraintes de cisaillement**Fissuration peu nuisible**

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b_0} \text{ avec } (b_0 = 0.12 \text{ m}, d = 0.189 \text{ m}, T_u = 0.02057 \text{ MN})$$

$$\tau_u = 0.90696 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

C.V

b) Ferrailage transversal

Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min(h/35 ; \Phi_{t \min} ; b_0/10). \text{ Avec } \Phi_t = 1,2 \text{ cm.}$$

$$\Phi_t \leq \min(21/35 ; 1,2 ; 10/10)$$

$$\Phi_t \leq \min(0.6 ; 1.2 ; 1)$$

Le choix est de $\Phi 6$ comme armature transversales.

$$A_t = 2 \times \Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Calcul des espacements

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

Zone nodale

$$St \leq \min(h/4, 12 \times \Phi_{t \min}, 30 \text{ cm}) \text{ avec } (\Phi_{t \min} = 1.2 \text{ cm}^2)$$

$$\text{St} \leq 5,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{St} = 5 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est : $L = 2 \times h = 42 \text{ cm}$

Zone courante

$$St \leq h/2$$

$$St \leq 10,5 \text{ cm} \Rightarrow St = 10 \text{ cm.}$$

Condition de non fragilité

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le: FeE215

$$\frac{A_t \times f_e}{St \times b_0} \geq \max\left(\frac{T_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{0.57 \times 10^{-4} \times 215}{0.1 \times 0.12} = 1.02 \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appuis.

Vérification au glissement

En appui

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \text{ avec } (T_u = 20.01 \text{ KN}; M_u = 10.47 \text{ KN.m})$$

$$-41.542 \leq 0$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau d'appuis.

Vérification de la flèche

$$f \leq f_{adm} \quad \text{avec } f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{3.8}{500} = 7.6 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Avec L_{max} : la portée maximale des poutrelles = 3.8 m.

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.67 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$= 5.409 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 0.00996$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00996 \times \left(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.67}\right)} = 4.154$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{st}) + f_{t28}} = 0.23 \quad \text{avec } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu)} = 3.042 \times 10^{-4} \text{ (Inertiefissure)}$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{Fi}} = \frac{0.00684 \times 3.8^2}{10 \times 32164.195 \times 3.042 \times 10^{-4}} = 1.009 \times 10^{-3} \text{ m.}$$

$$\text{Donc } f = 1,009 \times 10^{-3} \text{ m} \leq f_{adm} = 7.6 \times 10^{-3} \text{ m} \quad \text{C. V}$$

3.1.6. Récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Niveau	Poutrelles	Arm long (cm ²)						A _t (cm ²)
		A _{st} calculé (cm ²)		A _{st} choisit				
		Travée	Appui	Travée		Appui		
Plancher haut sous-sol	Type 01	1.61	1.87	3T12	3.39	2T12	2.26	Φ ₆
	Type 03	2.49		3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 04	1.57	1.99	3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 05	1.04	1.89	3T12	3.39	2T12	2.26	
Plancher haut RDC	Type 01	1.61	1.87	3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 03	2.49		3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 04	1.57	1.99	3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 05	1.04	1.89	3T12	3.39	2T12	2.26	
Plancher haut étage (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8)	Type 04	1.13	1.44	3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 05	0.75	1.37	3T12	3.39	2T12	2.26	
Plancher haut étage 9 (terrasse +31.62)	Type 04	1.09	1.38	3T12	3.39	2T12	2.26	
	Type 05	0.72	1.31	3T12	3.39	2T12	2.26	
Plancher terrasse 2 (+34.12)	Type 02	1.28		3T12	3.39	2T12	2.26	

Tableau 3.7 Ferrailage des poutrelles

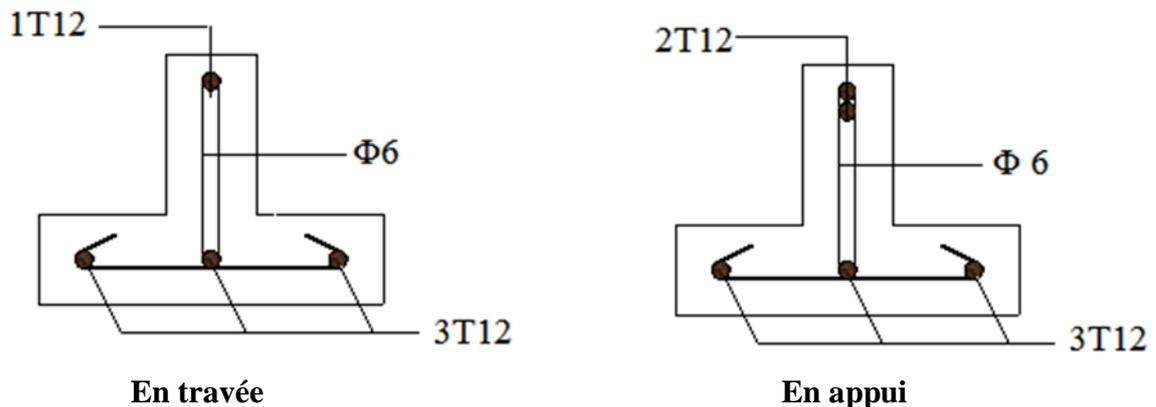


Figure 3.4 Ferrailage des poutrelles

L'ancrage des barres

Contrainte limites d'adhérence

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm.}$$

On prend $L_s = 43 \text{ cm}$

Ancrage par courbure des barres tendues

On utilise un crochet à 90° : $\alpha = 1.87$; $\beta = 2.19$

Avec $L_1 = 10 \times \varphi$; $L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r$; $L = L_2 + r + \varphi/2$; $r = 5.5 \times \varphi$ pour (H.A)

$L_1 = 12 \text{ cm}$; $L_2 = 6.1 \text{ cm}$; $L = 13.3 \text{ cm}$; $r = 6.6 \text{ cm}$

3.1.7. Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm ; armée par treillis soudés de diamètre 5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 > 4 \times L_1 / f_e$$

Avec $f_e = 500 \text{ MPa}$; $L_1 = 60 \text{ cm}$

$$A_1 = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour les armatures parallèles aux nervures (Armatures de répartitions) :

$$A_2 = A_1/2 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soude de $\Phi 5$ espacement $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

3.1.8. Etude de dalle pleine :

- **Evaluation des charges**

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Escalier})$$

- **Combinaison des charges et surcharges**

ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.65 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$Q_s = G + Q = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

On utilise la méthode BAEL pour évaluer les moments appliqués sur les dalles pleines.

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

La dalle est portante dans les deux sens :

$$0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

$$\frac{1.45}{3} = 0.48 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Condition de flèche

$$\frac{l_x}{50} \leq h \leq \frac{l_x}{30}$$

$$\frac{1.45}{50} \leq h \leq \frac{1.45}{30} \Rightarrow 0.029 \text{ m} \leq h \leq 0.048 \text{ m}$$

avec $h_{min} = 15 \text{ cm}$, on prend $h = 15 \text{ cm}$.

- **Calcul des moments**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.48$$

ELU

$$\mu_x = 0.0994$$

$$\mu_y = 0.25$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0994 \times 10.65 \times 1.45^2 \Rightarrow M_x = 2.225 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.25 \times 2.225 \Rightarrow M_y = 0.556 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle

Moment en travée

$$M_t = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t = 0.85 \times 2.225 \Rightarrow M_t = 1.891 \text{ KN.m}$$

Moment en appui

$$M_a = 0.3 \times M_x \Rightarrow M_a = 0.3 \times 2.225 \Rightarrow M_a = 0.667 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL

$$M_d = 0.5 \times M_x = 1.1125 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 \times M_x = 0.6675 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25 M_x$$

$$1.891 + \frac{0.6675 + 1.1125}{2} = 2.781$$

$$1.25 M_x = 2.781 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\text{Donc on pose } M_t = 0.9 \times M_x = 2.0025 \text{ KN.m}$$

$$2.0025 + \frac{0.6675 + 1.1125}{2} = 2.8925$$

$$2.8925 > 2.781$$

condition vérifiée

ELS

$$\mu_x = 0.1026$$

$$\mu_y = 0.3491$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.1026 \times 7.61 \times 1.45^2 \Rightarrow M_x = 1.6416 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.3491 \times 1.6416 \Rightarrow M_y = 0.573 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle

Moment en travée

$$M_t = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_t = 0.85 \times 1.6416 \Rightarrow M_t = 1.3953 \text{ KN.m}$$

Moment en appui

$$M_a = 0.3 \times M_x \Rightarrow M_a = 0.3 \times 1.6416 \Rightarrow M_a = 0.4924 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL

$$M_d = 0.5 \times M_x = 0.8208 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3 \times M_x = 0.4924 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25 M_x$$

$$1.3953 + \frac{0.4924 + 0.8208}{2} = 2.0519$$

$$1.25 M_x = 2.052 \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\text{Donc on pose } M_t = 0.9 \times M_x = 1.47744 \text{ KN.m}$$

$$1.47744 + \frac{0.4924 + 0.8208}{2} = 2.13404$$

$$2.13404 > 2.052$$

condition vérifiée

• **Ferraillage**

On adoptera un ferraillage suivant les deux directions :

En travée

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0.0020025}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.16}$$

$$\mu_u = 0.0078 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.0097$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq 0.428 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 (\text{par 1 ml}).$$

Le choix est de : 5T10 = 3.93 cm²

En appuis

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0.00147744}{1 \times (0.9 \times 0.15)^2 \times 14.16}$$

$$\mu_u = 0.0057 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.0072$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.134 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq 0.316 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 (\text{par 1 ml}).$$

Le choix est de : 5T10 = 3.93 cm²

Vérification a ELS

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.0025}{1.47744} = 1.35 ; \alpha_{travée} = 0.0097$$

$$\alpha \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha \leq 0.425$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ Donc la condition est vérifiée.

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.6675}{0.4924} = 1.35 ; \alpha_{travée} = 0.0072$$

$$\alpha \leq \frac{1.35 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0.425$$

$\alpha_{appuis} < \alpha$ Donc la condition est vérifiée.

3.1.9. Etude des balcons :

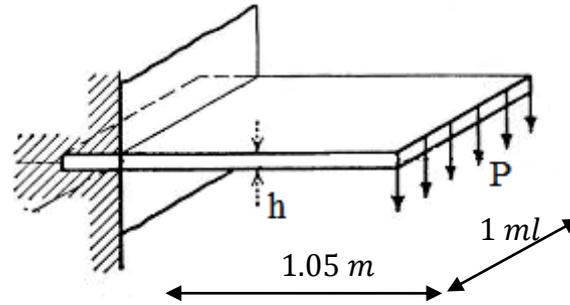
Notre ouvrage comporte un seul type de balcon, dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée de 1,05m, d'épaisseur h=15 cm et sollicités par les efforts G, Q et le poids P suivants :

G : charge permanent du balcon.

Q : surcharge d'exploitation du balcon.

P : charge concentrée du mur = charge permanente.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml, à la flexion simple



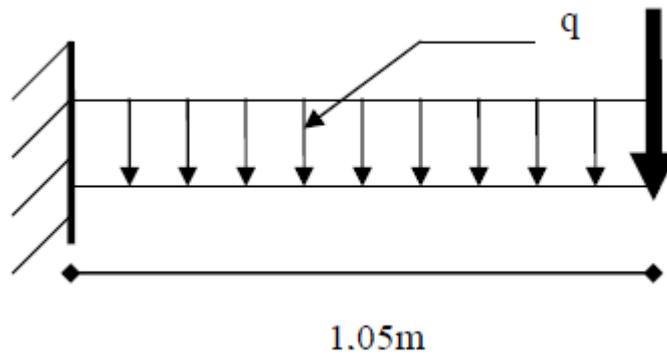
• **Evaluation des charges :**

$$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.38 \times 1.10 \Rightarrow P = 1.52 \text{ KN/m}^2$$

• **Schéma statique**



• **Combinaison d'action :**

ELU

$$\{ q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 12.15 \text{ KN/ml}$$

$$\{ P_u = 1.35P \Rightarrow P_u = 2.05 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$\{ q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 8.61 \text{ KN/m}$$

$$\{ P_s = P \Rightarrow P_s = 1.52 \text{ KN/ml}$$

• **Déterminations des sollicitations**

ELU

$$M_{u_{max}} = -\frac{q_u \times l^2}{2} - P_u \times l = 4.55 \text{ KN.m}$$

$$T_{u_{max}} = q_u \times l + P_u = 14.80 \text{ KN}$$

ELS

$$M_{s_{max}} = -\frac{q_s \times l^2}{2} - P_s \times l = 3.15 \text{ KN.m}$$

$$T_{s_{max}} = q_s \times l + P_s = 10.56 \text{ KN}$$

• **Ferraillage**

ELU

On calcule le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100 × 15) cm².

$$b = 1 \text{ m}; \quad h = 0.15 \text{ m}; \quad d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m}; \quad f_{bc} = 14.16 \text{ MPa};$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{4.55}{1 \times 0.135^2 \times 14.16}$$

$$\mu_u = 0.0176 < \mu_R = 0.392$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 0.0222$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1338 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} \geq 0.978 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le choix est de : 5T10 = 3.93 cm²

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.98 \Rightarrow A_r = 4T10/ml = 3.14/ml$$

Vérification à ELS

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.55}{3.15} = 1.44 ; \alpha = 0.0222$$

$$\alpha \leq \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha \leq 0.47$$

Donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage à ELU convient à ELS.

• Vérification au cisaillement

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \times b} \text{ avec } (b = 1 \text{ m}, \quad d = 0.135 \text{ m}, \quad T_u = 14.80 \times 10^{-3} \text{ MN})$$

$$\tau_u = 0.109 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau}_u$ C.V

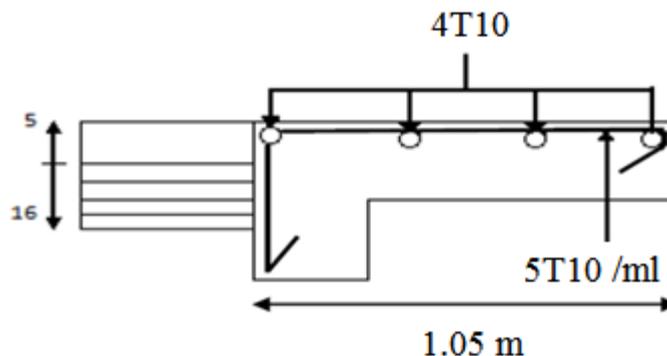


Figure 3.5 Ferrailage de la dalle pleine balcon

3.2. Etude d'escalier

3.2.1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

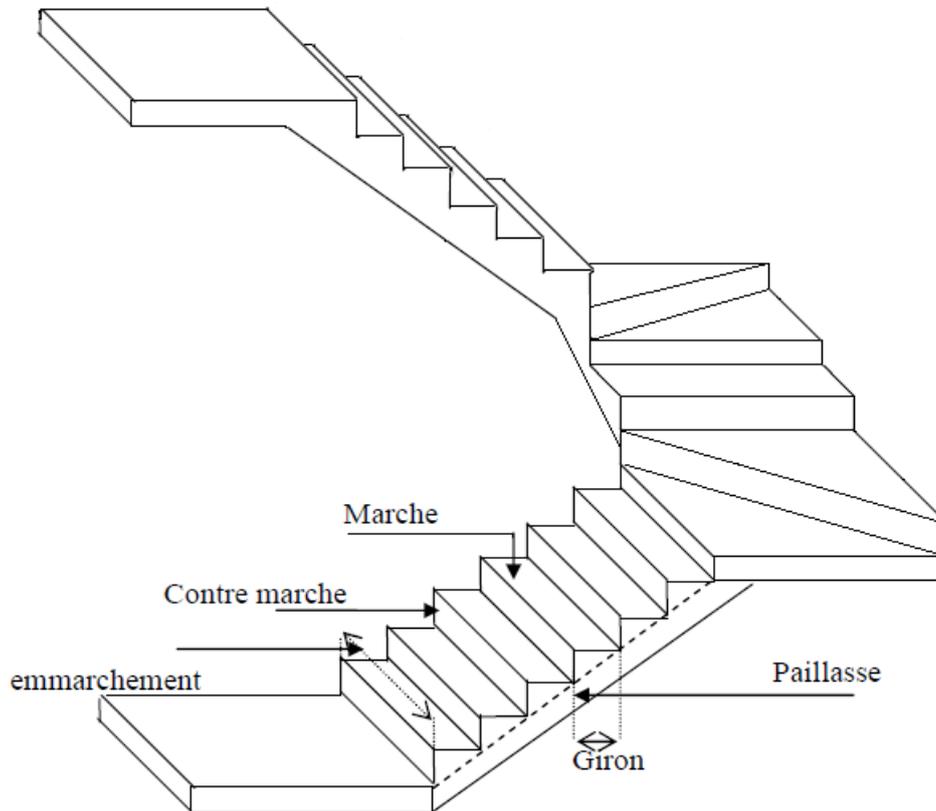


Figure 3.6 Schéma d'un escalier

3.2.2. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marche "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n - 1) \times g \Rightarrow g = L / (n - 1).$$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On trouve $h = 17 \text{ cm}$ $g = 30 \text{ cm}$

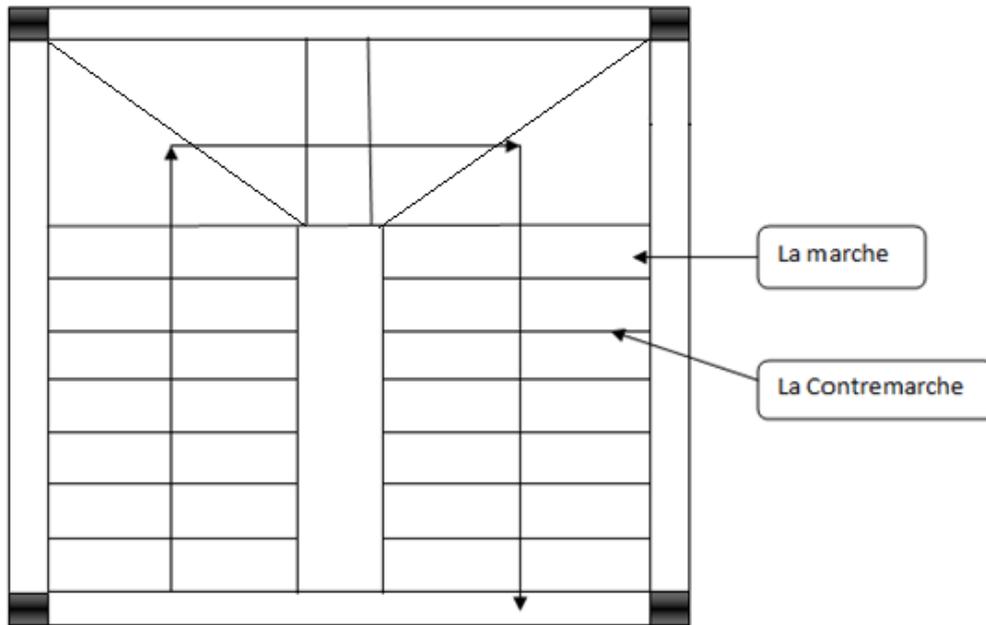


Figure 3.7 Vue en plan d'escalier

3.2.3. Evaluation des charges :

Désignation	e (m)	Masse volumique (KN / m ³)	Poids (KN / m ²)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Poids propre des marches	-	0,17*25/2	2,125
Poids propre de la paillasse	0,10	25/cos30	2,88
Garde-corps	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10/cos30	0,23
G		6,93	
Q		2,5	

Tableau 3.8 Evaluation des charges des escaliers

$$\begin{cases} G = 6,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Nombre de contremarches :**

$H = 3,06 \text{ m}$ (Étage courant +RDC+ sous-sol).

$$n = H/h \Rightarrow n = \frac{3,06}{0,17} \Rightarrow n = 18$$

- **L'inclinaison de la paillasse (étage courant +RDC+ sous-sol) :**

$$H_{1 \text{ et } 3} = n \times h = 7 \times 0,17 = 1,19 \text{ m}$$

$$L_{1 \text{ et } 3} = (n - 1) \times g = 6 \times 0,30 = 1,8 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,19}{1,8} = 0,66 \Rightarrow \alpha_1 = 33,47^\circ$$

$$H_2 = n \times h = 6 \times 0,17 = 1,02 \text{ m}$$

$$L_2 = (0,625 \times 2) + (0,775 \times 2) + (0,30) = 3,10 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{1,02}{3,10} = 0,32 \Rightarrow \alpha_2 = 18,21^\circ$$

- **Combinaisons d'action :**

Volée 01 et 03 :

Combinaisons d'action	q' (KN/m ²)
$ELU = (1,35G + 1,5Q)\cos 33,47$	10,93
$ELS = (G + Q) \cdot \cos 33,47$	7,86

Volée 02 :

Combinaisons d'action	q (KN/m ²)
$ELU = (1,35G + 1,5Q)\cos 18,21$	12,44
$ELS = (G + Q) \cdot \cos 18,21$	8,95

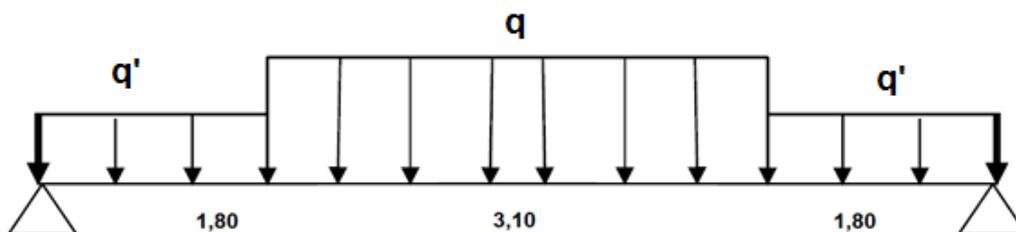
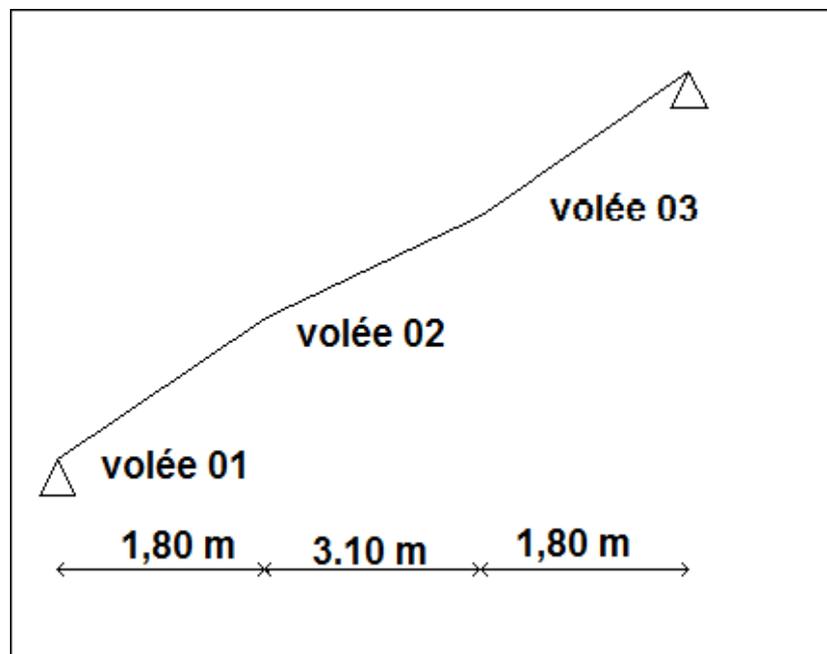


Figure 3.8 Schéma statique d'escalier

ELU :

$$\Rightarrow R_B = 40,42 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 40,42 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1,8$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,80) = 54,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 40,42 \text{ KN} \\ T(1,80) = -19,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$1,80 \leq x \leq 4,90$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(1,80) = 54,35 \text{ KN.m} \\ M(4,90) = 54,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1,80) = -19,97 \text{ KN} \\ T(4,90) = 19,97 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}(3,57) = 69,50 \text{ KN.m}$$

$$4,90 \leq x \leq 6,70$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(4,90) = 54,35 \text{ KN.m} \\ M(6,70) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(4,90) = 19,97 \text{ KN} \\ T(6,70) = 40,42 \text{ KN} \end{cases}$$

ELS :

$$\Rightarrow R_B = 29,12 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 29,12 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 1,80$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,80) = 39,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(0) = -29,12 \text{ KN} \\ T(1,80) = -14,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$1,80 \leq x \leq 4,9$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(1,80) = 39,15 \text{ KN.m} \\ M(4,9) = 39,15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(1,80) = -14,38 \text{ KN} \\ T(4,90) = 14,38 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}(3,57) = 50,07 \text{ KN.m}$$

$$4,90 \leq x \leq 6,70$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M(4,90) = 39,15 \text{ KN.m} \\ M(6,70) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T(4,90) = 14,38 \text{ KN} \\ T(6,70) = 29,12 \text{ KN} \end{cases}$$

3.2.4. Ferrailage :

$$h = 0,15, \quad b = 1 \text{ m}, \quad d = 0,9 \times h = 0,135 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}, \quad \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

VOLEE n 1 +3 :

ELU :

Travée :

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 54,35 = 46,19 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,19 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,17$$

$$\mu_u = 0,17 < \mu_t = 0,392$$

⇒ la section est de simple armature , les armatures de compression ne sont pas nécessaire

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

$$\alpha = 0,248$$

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

$$Z = 0,121 m$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 10,92 cm^2$$

On choisit: 10T12 de section 11,31cm²

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} min \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} min \geq 1,63 cm^2 \dots \dots \dots CV$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,82 cm^2$$

On choisit: 4T10 de section 3,14 cm²

En appuis :

$$M_{uapp} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 54,35 = 27,17 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,17 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,105$$

$$\mu_u = 0,105 < \mu_t = 0,392$$

⇒ la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

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

$$\alpha = 0,139$$

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

$$Z = 0,127m$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27,17 \times 10^{-3}}{0,127 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 6,12 cm^2$$

On choisit : 6T12 de section 6,79 cm²

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st\ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st\ min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st\ min} \geq 1,63\ cm^2 \dots \dots \dots CV$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69\ cm^2$$

On choisit : 4T10 de section 3,14 cm²

Condition RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 100 \cdot 15 = 7,5\ cm^2 \dots \dots \dots CV$$

Car on a choisi 10T12+6T12=18,1 cm²

ELS :

En travée :

Comme la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est de nuance FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifié comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{46,19}{33,27} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,248 < 0,44 \dots \dots \dots CV$$

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27,17}{19,57} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,139 < 0,44 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{40,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,299\ MPa$$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPa\right)$

$$\overline{\tau}_u = 3,33\ MPa$$

$$\text{Donc on a } \tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots CV$$

Vérification la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_s}{M_u}$$

$$\frac{1,19}{1,8} = 0,66 \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{33,27}{46,19} = 0,72 \dots \dots \dots CV$$

Avec h : hauteur de la cage d'escalier

L : la distance entre appuis

Alors : les deux conditions sont vérifiées.

VOLEE 02 :**ELU :****Travée :**

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 69,50 = 59,075 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{59,075 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,228$$

$$\mu_u = 0,228 < \mu_t = 0,392$$

\Rightarrow la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire

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

$$\alpha = 0,329$$

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

$$Z = 0,117 m$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 14,48 cm^2$$

On choisit : 10T14 de section 15,39 cm²

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1,63 cm^2 \dots \dots \dots CV$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{15,39}{4} = 3,84 cm^2$$

On choisit : 5T10 de section 3,93 cm²

En appuis :

$$M_{uapp} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 69,50 = 34,75 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34,75 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,134$$

$$\mu_u = 0,134 < \mu_t = 0,392$$

\Rightarrow la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaire.

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

$$\alpha = 0,181$$

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

$$Z = 0,125 m$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{34,75 \times 10^{-3}}{0,125 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 7,97 cm^2$$

On choisit : 8T12 de section 9,05 cm²

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st\ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st\ min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st\ min} \geq 1,63\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26\text{cm}^2$$

On choisit : 3T10 de section 2,36 cm²

Condition RPA99 version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,5\text{cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Car on a choisi 8T12+10T14= 24,44

ELS :

En travée :

Comme la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est de nuance FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifié comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{59,075}{42,56} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,329 < 0,44 \dots\dots\dots CV$$

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34,75}{25,03} = 1,38$$

$$\frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,181 < 0,44 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u\ max}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{40,42 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,299\ MPa$$

Pour les fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$

$$\overline{\tau}_u = 3,33\ MPa$$

$$\text{Donc on a } \tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots CV$$

Vérification la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u}$$

$$\frac{0,85}{3,1} = 0,27 \geq \frac{1}{18} \times \frac{42,56}{59,075} = 0,72 \dots\dots\dots CV$$

Avec h : hauteur de la cage d'escalier

L : la distance entre appuis

Alors : les deux conditions sont vérifiées.

3.3. Ascenseur :

3.3.1. Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

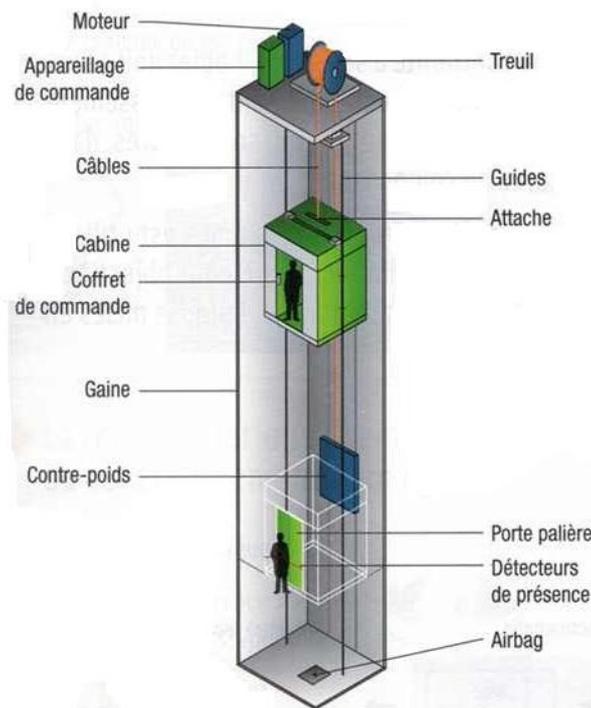


Figure 3.9 Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

3.3.2. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

Le treuil de levage.

La cabine.

Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont réunis aux extrémités par une nappe de câble d'acier qui portent dans les gorges de la poulie du treuil. Soit :

$$P_p = p_m + \frac{Q}{2}$$

Dans notre projet, l'ascenseur est réservé principalement pour le transport des personnes, il est donc de classe I d'après la norme (NF-P82.201), la charge nominale est de 300 kg caractérisé par une surface utile maximale de : (1,10 × 1,40), transportant 4 personnes au maximum.

Les dimensions de l'ascenseur sont les suivantes :

✓ **Dimensions :**

- Largeur minimale : 110 cm ;
- Profondeur minimale : 140 cm ;

- Portes, passage libre : 90 cm.

✓ **Porte :**

- Automatique et coulissante.

✓ **Boutons d'appel :**

- Hauteur entre 80 cm et 90 cm du sol ;

- Face aux boutons : aire de rotation de 150 cm² ;

- Systèmes lumineux et vocaux.

3.3.3. Evaluation des charges :

La terrasse de la cage d'ascenseur est coulée en béton armé et à une épaisseur de 15 cm. Le poids propre de l'ascenseur est estimé à 7,15 KN/m² pour le type Ge N2 Confort de OTIS (400 Kg plus 4 personnes avec 100 Kg 1 personne).

$$g = 0.15 \times 25 + 7.15 = 10.9 \text{ KN/m}^2$$

La surcharge d'exploitation dans l'ascenseur est estimée à $q = 4 \text{ KN/m}^2$

La charge surfacique pondérée à l'ELU donne :

$$P_{ELU} = 1.35 \times g + 1.5 \times q = 1.35 \times 10.9 + 1.5 \times 4 = 20.71 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{ELS} = g + q = 10.9 + 4 = 14.9 \text{ KN/m}^2$$

• **Calcul de charge de rupture**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de 12 et le rapport D/d entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons.

$$d = \frac{D}{45} \text{ avec } 400 \leq D \leq 800 \text{ mm.}$$

Alors on prend $D = 600 \text{ mm} \Rightarrow d = 13.33$

Donc on a :

$$C_r = C_s \times M \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble doit être au minimum égal à 12.

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$$

Avec : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$

$$(M_g \ll Q + P_m) \Rightarrow M = Q + P_m \dots \dots \dots (3)$$

On remplace (3) dans (1) :

$$C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (400 + 715) = 2230 \text{ Kg.}$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est : 0,85

$$C_r = \frac{2230}{0.85} = 2623.53 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_r(d'uncable) \times n \times m$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...).

n : Nombre des câbles.

Pour un câble de $d = 13.33 \text{ mm}$ et $m = 3$ brins on a : $C_r(1 \text{ câble}) = 8152 \text{ Kg.}$

$$n = \frac{C_r}{C_r(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{2623.53}{8152 \times 3} = 0.96 \Rightarrow n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

Charge totale permanente

$$G = 10.9 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation

$$Q = 4 \text{ KN/m}^2$$

ELU

$$Q_u = 1.35 \times g + 1.5 \times q = 1.35 \times 10.9 + 1.5 \times 4 = 20.71 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$Q_{ser} = g + q = 10.9 + 4 = 14.9 \text{ KN/m}^2$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La charge totale ultime : $Q_u = 20.71 \text{ KN/m}^2$ chacun des appuis reçoit le $\frac{1}{4}$ de la charge Q_u .

Soit : Q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$Q_0 = \frac{Q_u}{4} = 5.1775 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La charge concentrée Q_u est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

Épaisseur de la dalle h_0

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.65}{1.85} = 0.89 \Rightarrow 0.4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Donc la dalle est portante dans 2 sens :

$$h_0 = \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 = \frac{1.65}{40} \Rightarrow h_0 \geq 0.041 \text{ m}$$

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$

Calcul de μ_c :

$$U = a + h_0 + 1.5 \times h_r = 10 + 15 + 1.5 \times 5 = 32.5 \text{ cm}$$

avec $h_r = 5 \text{ cm}$ revêtement souples.

$$V = b + h_0 + 1.5 \times h_r = 32.5 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 130 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 1.30 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5} = 146.25 \text{ KN}$$

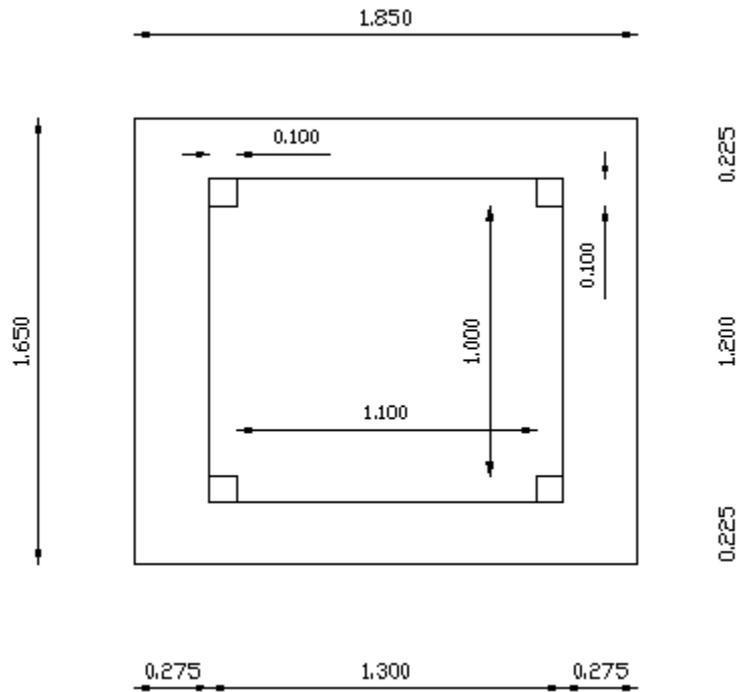
$$20.71 \text{ KN} < 146.25 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc la dalle résiste au poinçonnement.

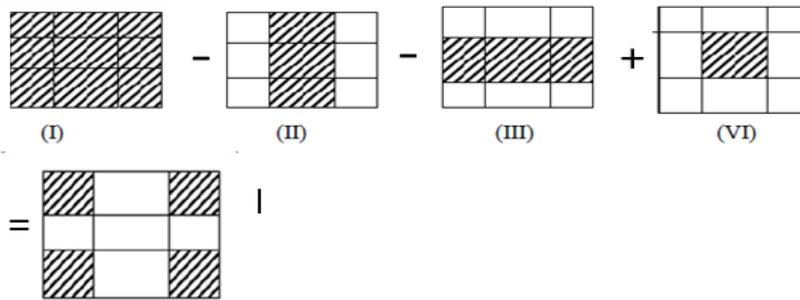
3.3.4. Evaluation des moments dus aux charges :**• Evaluation des moments sous charge concentrée :**

En absence de la fiche technique du moteur mécanique de l'ascenseur, on va supposer que notre moteur a une dimension de $(130 \times 120) \text{ cm}^2$ posée sur 4 appuis de 10 cm de chaque côté.

$$l_x = 1.65 \text{ m} ; l_y = 1.85 \text{ m}$$



On utilise la méthode de Pigeaud



Avec $h_r = 0,05 \text{ cm}$; $h_0 = 0,15 \text{ m}$.

M_1 et M_2 à partir d'Abaque n°3 parce que $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,89$.

Moment suivant les deux directions a ELU et ELS

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \times P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \times P$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = \frac{q_0}{s} \times u \times v = \frac{5.1775}{0.1 \times 0.1} \times u \times v = 517.75 \times u \times v. \\ v = 0 \dots \dots \dots ELU \\ v = 0,2 \dots \dots \dots ELS \end{array} \right.$$

Les résultats des moments des tous les rectangles sont résumées dans le tableau suivant :

	U	V	U_0	V_0	U_0/l_x	V_0/l_y	M_1	M_2
I	1.2	1.3	1.425	1.525	0.863	0.824	0.06	0.0374
II	1.2	1.1	1.425	1.325	0.863	0.716	0.065	0.0425
III	1	1.3	1.225	1.525	0.742	0.824	0.0675	0.04
IV	1	1.1	1.225	1.325	0.742	0.716	0.0731	0.0466

	M_1	M_2	ELU			ELS		
			P	M_x	M_y	P	M_x	M_y
I	0.06	0.0374	517.75	31.065	19.36385	372.5	34.93777	25.57685
II	0.065	0.0425	517.75	33.65375	22.004375	372.5	38.054625	28.735125
III	0.0675	0.04	517.75	34.948125	20.71	372.5	39.090125	27.699625
IV	0.0731	0.0466	517.75	37.847525	24.12715	372.5	42.672955	31.696655

Tableau 3.9 Les différents moments des rectangles à l'ELU et l'ELS

Moment du a la charge concentrée à ELU :

$$M_x = \frac{M_{x1} + M_{x2} + M_{x3} + M_{x4}}{4} = 0.077 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{M_{y1} + M_{y2} + M_{y3} + M_{y4}}{4} = 0.194 \text{ KN.m}$$

Moment due à la charge concentrée à ELS :

$$M_x = 0.116 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.209 \text{ KN.m}$$

• **Evaluation des moments sous charge réparties du poids propres**

$h_0 = 0.15 \text{ m}$

Poids propres : $G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$.

$Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 6.56 \text{ KN/m}$

$Q_s = G + Q = 4.75 \text{ KN/m}$

Sollicitations :

$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.89 \leq 1 \dots \dots \dots \text{la dalle portante dans les deux sens}$

La méthode de BAEL

$l_x = 1.65 \text{ m} ; l_y = 1.85 \text{ m}$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.89 \begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

ELU:

$\mu_x = 0.0466 \begin{cases} M_x = 0.0466 \times 6.56 \times 1.65^2 = 0.832 \\ M_y = 0.7635 \end{cases} \begin{cases} M_y = 0.7635 \times 0.832 = 0.635 \end{cases}$

ELS:

$\mu_x = 0.0537 \begin{cases} M_x = 0.0537 \times 4.75 \times 1.65^2 = 0.694 \\ M_y = 0.8358 \end{cases} \begin{cases} M_y = 0.8358 \times 0.694 = 0.58 \end{cases}$

Les moments appliqués sur la dalle

ELU :

$M_x = 0.077 + 0.832 = 0.909 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0.194 + 0.635 = 0.829 \text{ KN.m}$

ELS :

$M_x = 0.116 + 0.694 = 0.81 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0.209 + 0.58 = 0.789 \text{ KN.m}$

Moment retenus

ELU :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 0.909 = 0.772 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.704 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.272 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.248 \text{ KN.m}$$

3.3.5. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$b = 1 \text{ m}; h_0 = 0.15 \text{ m}; d = 0.9 \times h_0 = 0.135 \text{ m}; f_{c28} = 25 \text{ MPa};$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

Fissuration préjudiciable :
En travée :

$$M_{tx} = 0.772 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.772 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.16} = 0.003 < 0.392$$

$$\mu_u < \mu_R \Rightarrow \text{section simple armature}$$

Position relative de la fibre neutre α :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0037$$

Bras de levier Z :

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.134$$

Section théorique d'armature A_{st} :

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.772 \times 10^{-3}}{0.134 \times 348} = 0.165 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$A_{s_{min}} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 (\text{par } 1 \text{ ml}).$$

Le choix est de : **5T10 = 3.93 cm²**

		M_u (KN.m)	μ	α	Z	As calculé (cm ²)	As min (cm ²)	As choisie
Travée	Sens Lx	0.772	0.003	0.0037	0.1348	0.165	1,63	5T10
	Sens Ly	0.704	0.0027	0.0034	0.1348	0.15	1,63	5T10
Appuis	Sens Lx	0.272	0.0011	0.0013	0.1349	0.058	1,63	5T10
	Sens Ly	0.248	0.001	0.0012	0.1349	0.053	1,63	5T10

Tableau 3.10 Récapitulatif du ferrailage dalle d'ascenseur

Espacement :

$$E_s = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Vérification a ELS

ELS :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 0.81 = 0.6885 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.67065 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.243 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_y = 0.2367 \text{ KN.m}$$

Puisque la fissuration peu nuisibles et l'acier utiliser est FeE400 ; on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

		M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	γ	α'	α	Condition $\alpha < \alpha'$
Travée	Sens Lx	0.772	0.6885	1.1212	0.3106	0.0037	Cv
	Sens Ly	0.704	0.67065	1.0497	0.2748	0.0034	Cv
Appuis	Sens Lx	0.272	0.243	1.1193	0.3096	0.0013	Cv
	Sens Ly	0.248	0.2367	1.0477	0.2738	0.0012	Cv

Tableau 3.11 Vérification des conditions à ELS

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferrailage à ELU convient à ELS.

3.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, il est assimilé à une console encastree dans le plancher chargé par son poids et la surcharge due à la main courante. Elle sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée.

3.4.1. Surface de l'acrotère :

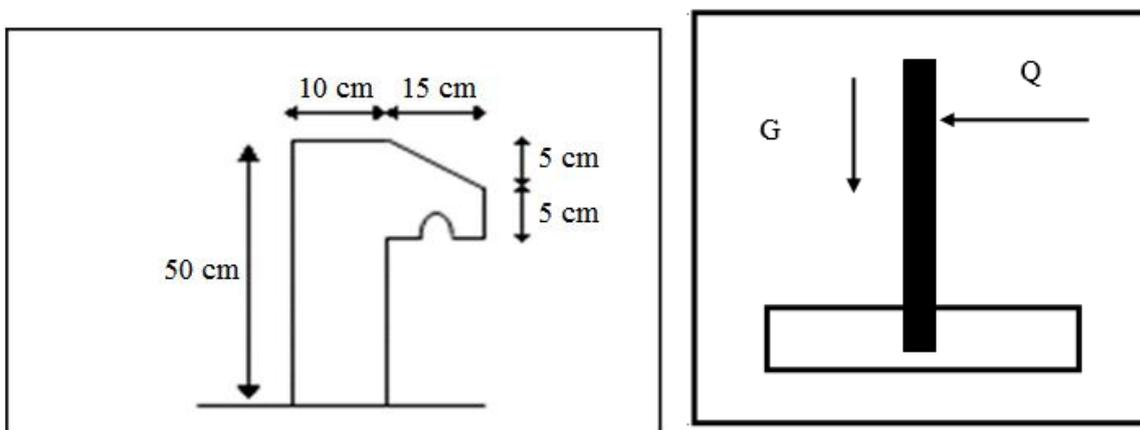


Figure 3.10 Schéma Statique de l'acrotère

$$S = (0.05 \times 0.15) / (2) + (0.05 \times 0.15) + (0.10 \times 0.5) = 0.06125 \text{ m}^2/l$$

Charge permanente :

$$G = S \times 1,00 \times 25$$

$$G = 0.06125 \times 1,00 \times 25$$

$$G = 1.5312 \text{ KN/ml}$$

Car : la masse volumique du béton est : 25 KN/m³.

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.735 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.5312 \quad \Rightarrow N_u = 2.06712 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{1.5 \times QL^2}{2} = 1.5 \times 0.735 \times \frac{(0.6)^2}{2} \quad \Rightarrow M_u = 0.19845 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.5312 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{QL^2}{2} = 0.735 \times \frac{0.6^2}{2} = 0.1323 \text{ KN/ml}$$

3.4.2. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.19845}{2.06712} = 0.096 \text{ m}$$

$$e = 9.6 \text{ cm}$$

On sait que : $h_t = 10 \text{ cm}$

$$e > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} \quad \Rightarrow e = 9.6 > 1,67 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

3.4.3. Détermination du ferrailage :

ELU :

$$d = 0,9 \times h \quad \Rightarrow d = 0,09 \text{ m.}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \quad \Rightarrow d' = 0,01 \text{ m}$$

Si la section est partiellement comprimée :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Moment réduit :

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 9.6 + \left[\left(\frac{10}{2} \right) - 0,01 \right] = 14.59 \text{ cm}$$

$$M_A = N_u \times e_a = 2.06712 \times 10^{-3} \times 14.59 \times 10^{-2}$$

$$M_A = 3.015 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.015 \times 10^{-4}}{1.00 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.0026.$$

$$\mu_u = 0.0026 < \mu_r = 0.186$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0033})$$

$$\alpha = 4.13 \times 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.09(1 - 0.4 \times 4.13 \times 10^{-3})$$

$$z = 0.0898 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left(\frac{3.015 \times 10^{-4}}{0.0898} - 2.06712 \times 10^{-3} \right)$$

$$A_{st} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 3T8 de section 1,51 cm²/ml.

ELS :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot y}{S}$$

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s (d-y)}{S}$$

$$\sigma_{sc} = \eta \cdot \frac{N_s (d-d')}{S}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$M_s = 0,18648 \text{ KN.m} \quad N_s = 1,61875 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,18648}{1,61875}$$

$$e = 0,1152 \text{ m} = 11,52 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0,05 + e_1 - 0,1152$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e \right)$$

$$p = -3 \left(\frac{0,1}{2} - 0,1152 \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,1152 \right)$$

$$p = -0,0106 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2(0,1152 - 0,05)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,1152 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2$$

$$q = 2,26 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

On a :

$$e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 - q}$$

On prend une valeur quelconque de e_1 : $e_1 = 0,5 \text{ m}$

$$e_1 = 0,5 \text{ m} \Rightarrow 0,17$$

$$\begin{aligned}
 0,17 &\Rightarrow 0,11 \\
 0,11 &\Rightarrow 0,10 \\
 0,10 &\Rightarrow 0,0942 \\
 0,0942 &\Rightarrow 0,091 \\
 0,090 &\Rightarrow 0,090
 \end{aligned}$$

On prend la valeur $e_1 = 9 \text{ cm}$

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{0,1}{2} + 0,09 - 0,1152$$

$$X = 0,0248\text{m}$$

$$S = \frac{bX^2}{2} - n \times A_{st}(d - X)$$

$$S = \frac{1 \times 0,0248^2}{2} - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} \times (0,09 - 0,0248)$$

$$S = 1,59 \times 10^{-4} \text{m}^3$$

Calcul des contraintes :

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,61875 \times 10^{-3} \times 0,0248}{1,59 \times 10^{-4}} = 0,251 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s(d - X)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{1,61875 \times 10^{-3}(0,09 - 0,0248)}{1,59 \times 10^{-4}} = 9,90 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 1,51/4 = 0,38 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4\phi 6$ de section $1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$L'espacement : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm.}$$

Chapitre 4
Étude dynamique

4. ÉTUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

4.1. Introduction :

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions. Les vibrations du sol provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements engendrant des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction ce qui signifie que plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

Dans ce chapitre on s'intéresse en premier lieu à chercher une bonne conception de notre structure qui répond aux exigences du RPA pour résistance de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Ensuite on fait varier f_{c28} et on tire les résultats obtenus de l'analyse modale et les sollicitations pour les autres valeurs de f_{c28} .

4.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

4.3. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 02 groupes d'usage 02.

- Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (SAP2000).

4.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

✓ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✓ Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

4.5. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

✓ Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99 Version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A=0,15$

✓ Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$.

✓ Facteur de qualité Q :

$Q=1.25$

4.6. Spectre de réponse de calcul :

$$(S_a/g) = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \left(2,5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) (T_2/T)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{3}{5}} \left(\frac{Q}{R} \right) T & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

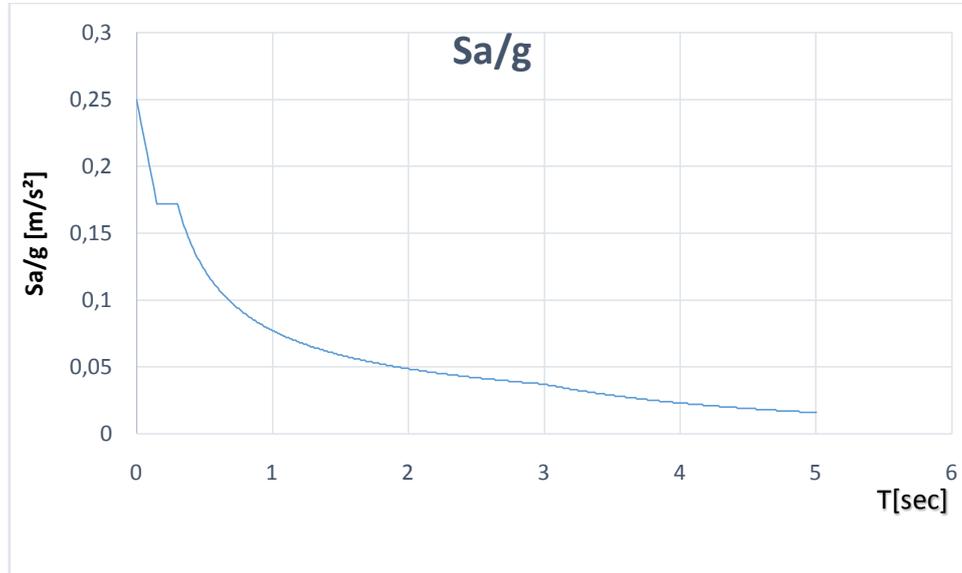


Figure 4.1 La courbe de spectre de réponse

4.7. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} ELU = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1,2 \times E \\ G + Q \mp E \\ 0,8 \times G \mp E \end{cases}$$

4.8. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique $T = C_T \times h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. (RPA 99)

$$C_T = 0,05 \Rightarrow T = 0,768 \text{ s}$$

4.9. Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

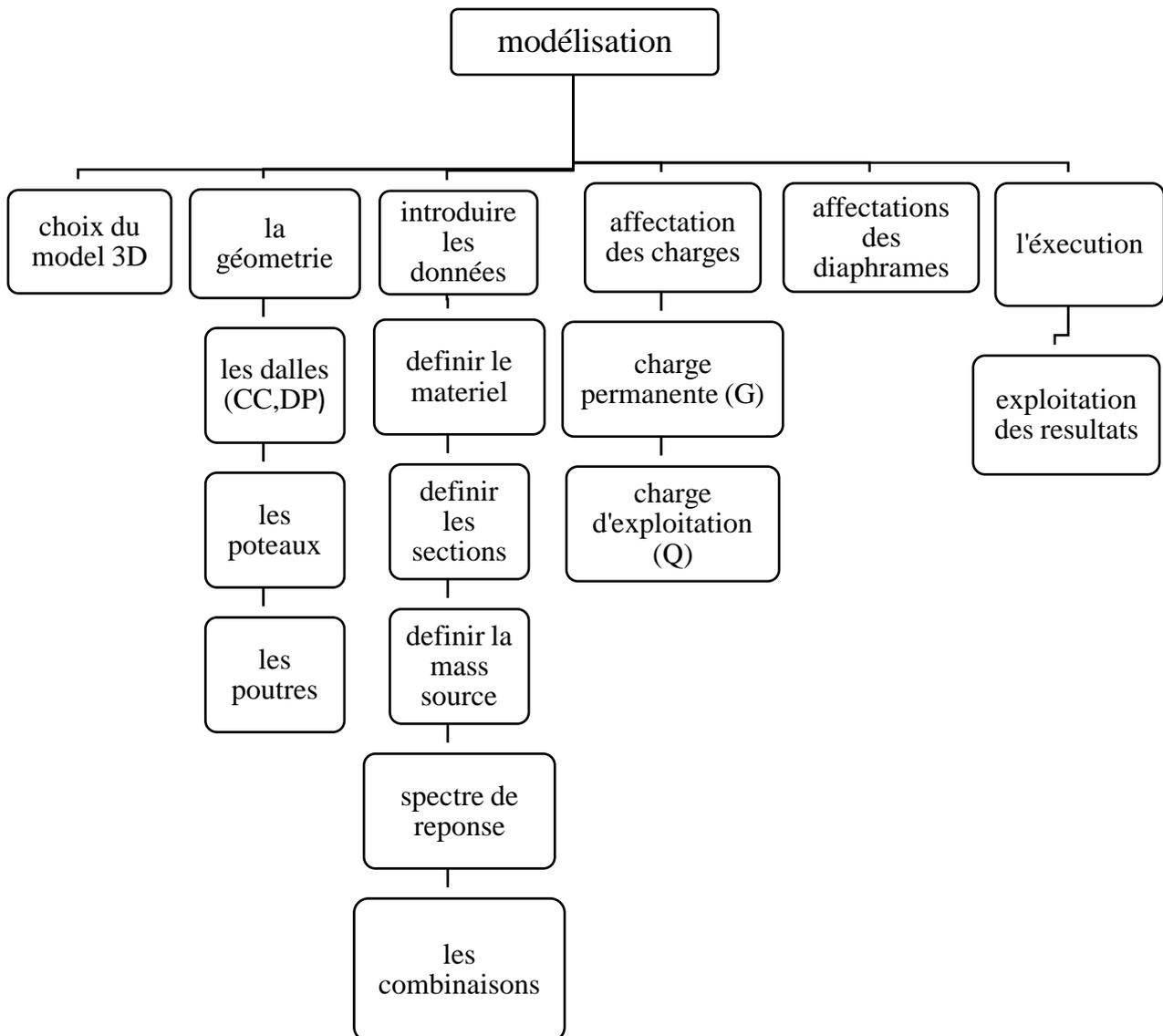
Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

4.10. Modélisation

4.10.1. Introduction :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article **4.3.2.b** du RPA 99V2 003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres de masses maître de la structure (*notion de diaphragme*), en utilisant un matériel béton ou sa résistance à la compression est constante ($f_{c28}=25 \text{ MPA}$) et son poids volumique est de 25000 Kg.m^3 .

4.10.2. Les étapes de la modélisation :



Après la modélisation on a lancé l'analyse modale et on va vérifier nos résultats ci-après :

4.11. Les dispositions des voiles :

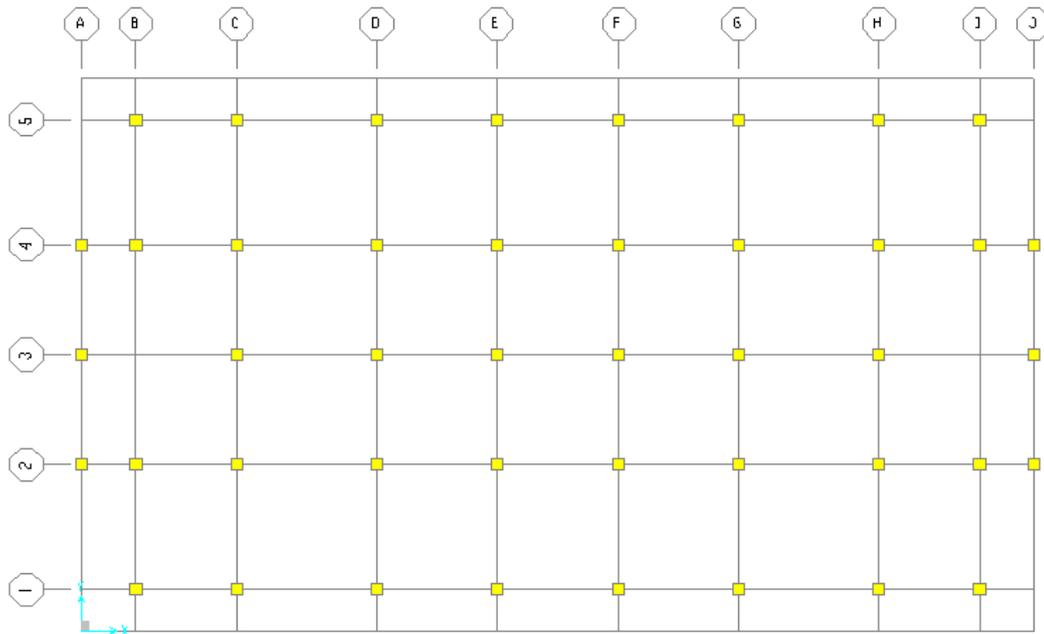


Figure 4.2 Structure sans voile

MODE	Période Sec	Sum UX	Sum UY	Période empirique+30% Sec	observation
1	1.95	0.000001395	0.80194	0,998	CNV

Tableau 4.1 Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition sans voile)

La disposition n°1 :

Après qu'on a trouvé que nos résultats est non verifié avec les conditions du RPA on a essayé de trouvé une solution on ajoutant des voiles d'épaisseur 25 cm au sous sol et 15 cm pour les étages suivant l'axe (Y) en respectant la symetrie

Voile 1 : L=4,16 m

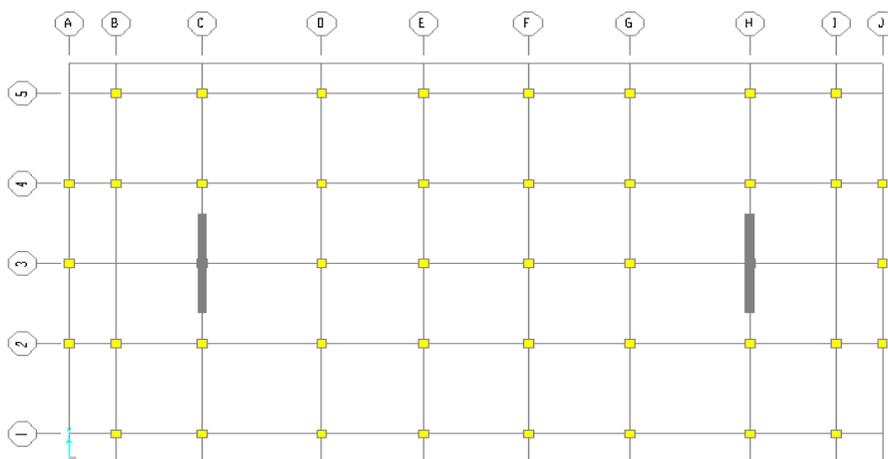


Figure 4.3 Première disposition des voiles

MODE	Période Sec	Sum UX	Sum UY	Période empirique+30% Sec	observation
1	1.22	0.76327	0.00016	0,998	CNV

Tableau 4.2 Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 1)

La disposition n°2 :

Après la non vérification de la 1^{ère} solution on a ajouté plus de voiles suivant l'axe (y) en respectant toujours la symetrie

Voile 2 : L=3.80 m

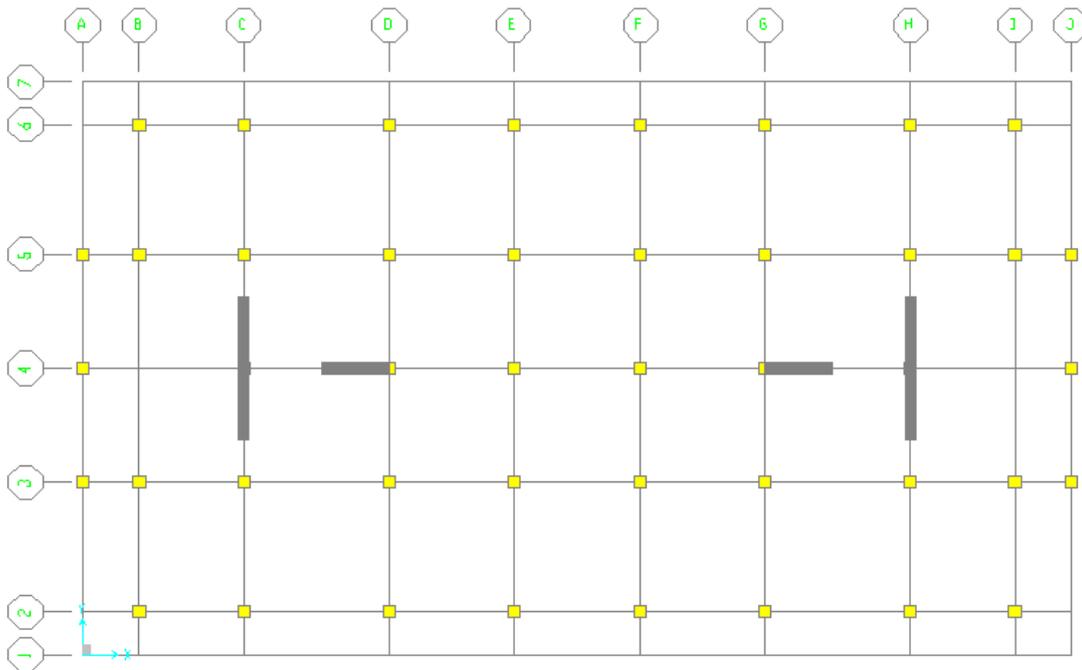


Figure 4.4 Deuxième disposition des voiles

MODE	Période Sec	Sum UX	Sum UY	Période empirique+30% Sec	observation
1	1.12	0.00024	0.65396	0,998	CNV

Tableau 4.3 Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 2)

La disposition n°3 :

Dans cette solution on a ajouté des voiles suivant les deux axes (X) et (Y) en respectant la symetrie.

Voile 3 : L=1.95 m

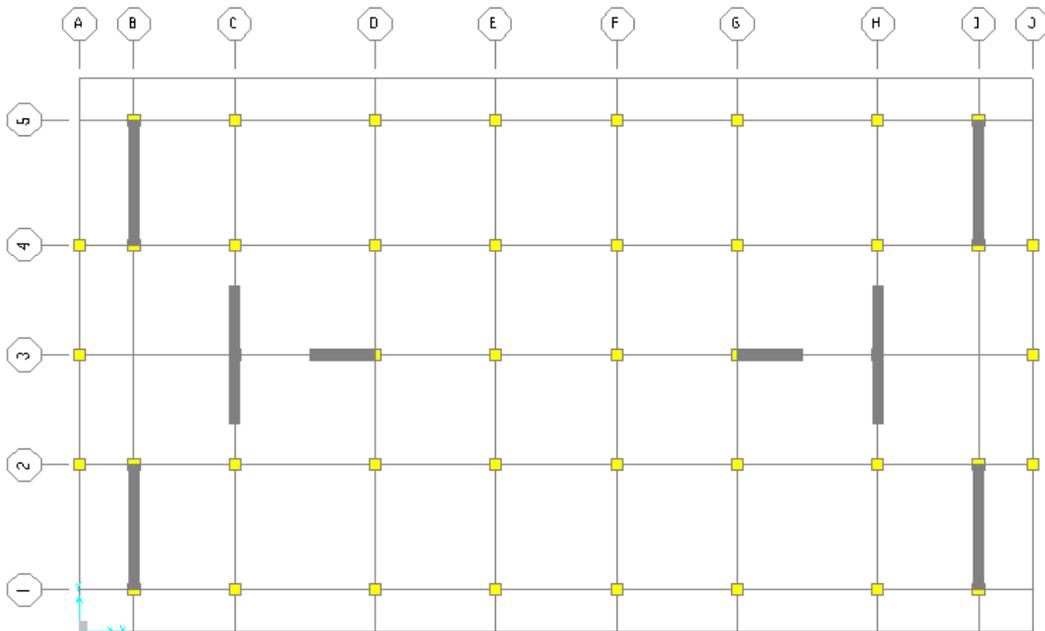


Figure 4.5 Troisième disposition des voiles

MODE	Période Sec	Sum UX	Sum UY	Période empirique+30% Sec	observation
1	1.09	0.75536	0.000005349	0,998	CNV

Tableau 4.4 Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 3)

La disposition n°4 :

On a ajouté aussi dans cette solution plus de voile suivant les deux axes en respectant la symetrie.

Voile 4 : L=1.20 m

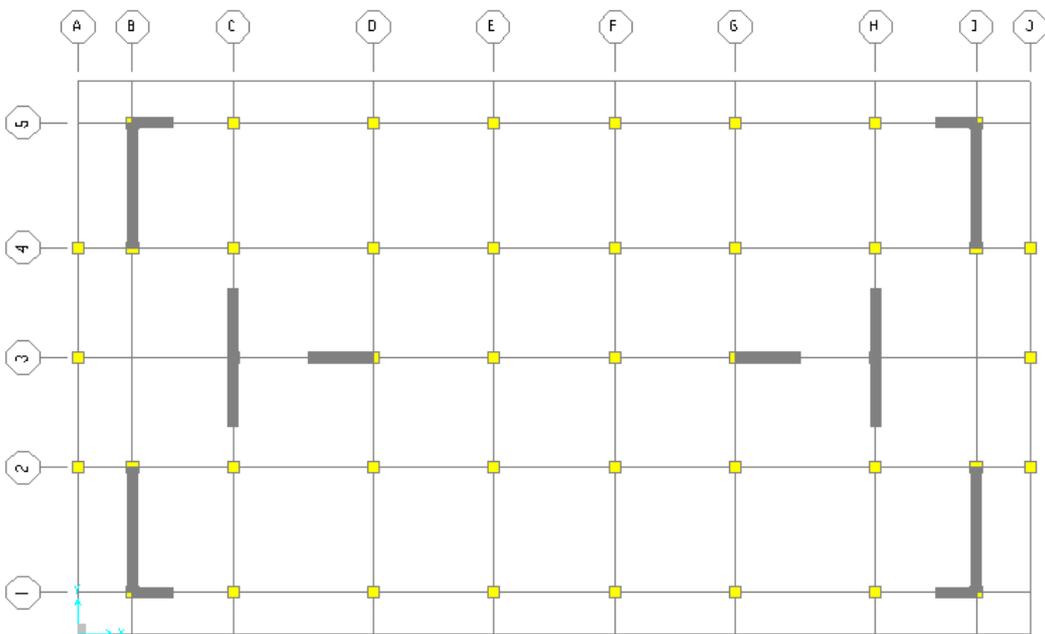


Figure 4.6 Quatrième disposition des voiles

MODE	Période Sec	Sum UX	Sum UY	Période empirique+30% Sec	observation
1	1.00	0.74528	0.00001401	0,998	CNV

Tableau 4.5 Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 4)

La disposition n°5 :

On a continué dans cette solution d'ajouté des voiles dans les deux directions(X) et (Y) en respectant toujours la symétrie dans la disposition.

Voile 5 : L= 1 m

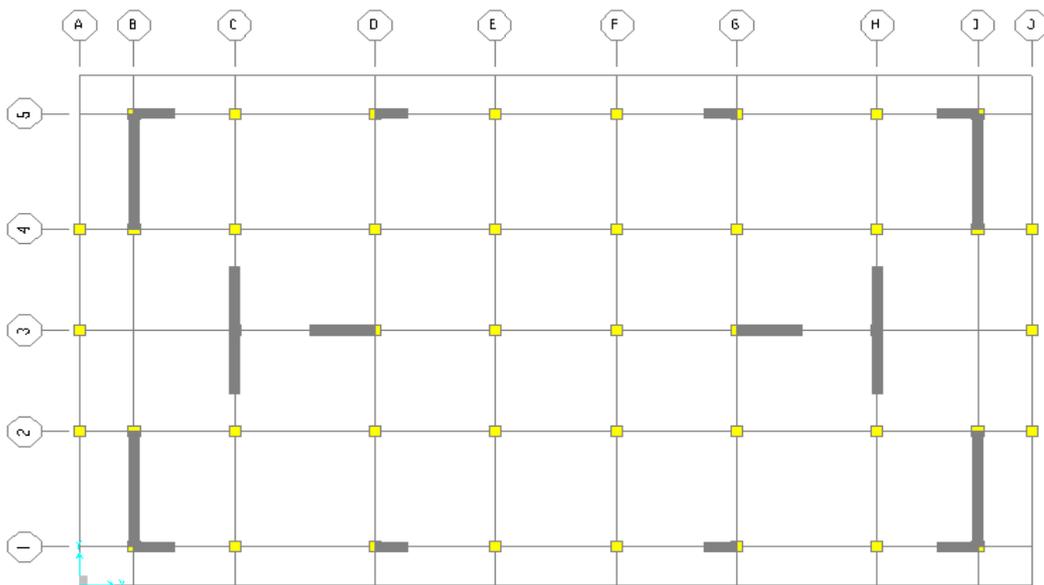


Figure 4.7 Cinquième disposition des voiles

MODE	Période Sec	Sum UX	Sum UY	Période empirique+30% Sec	observation
1	0.95	0.74425	0.00002144	0,998	<u>CV</u>
2	0.77	0.74427	0.63415	0,998	<u>CV</u>
3	0.59	0.74428	0.63422	0,998	<u>CV</u>
4	0.30	0.87314	0.63422	0,998	CV
5	0.19	0.87314	0.81501	0,998	CV
6	0.15	0.92176	0.81501	0,998	Facteur de participations Ux a atteint le 90%

Tableau 4.6 Périodes propres et pourcentage de participation massique (disposition 5)

Parmi les 5 variantes précédentes on considère la 5ème qui permet d'avoir une fiable période par rapport à la période fondamentale de la structure

$$T_f = 0.768 \text{ s}$$

On peut accepter une période $T = 0.998 \text{ s}$

4.12. Vérification de déplacement d'étage suivant RPA :

		X	Y	Hauteur d'étage	Déplacement suivant RPA	observation
Sous-sol	E _x	<u>0</u>	<u>0.000082</u>	5.10	<u>0.051</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0</u>	<u>0.000041</u>	5.10	<u>0.051</u>	<u>C.V</u>
RDC	E _x	<u>0.001472</u>	<u>0.00028</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000008988</u>	<u>0.000175</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
1	E _x	<u>0.003953</u>	<u>0.000448</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000026</u>	<u>0.000297</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
2	E _x	<u>0.00689</u>	<u>0.000613</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.00005</u>	<u>0.000428</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
3	E _x	<u>0.009945</u>	<u>0.000737</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000076</u>	<u>0.000539</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
4	E _x	<u>0.013011</u>	<u>0.000847</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000103</u>	<u>0.000651</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
5	E _x	<u>0.015911</u>	<u>0.000922</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.00013</u>	<u>0.000738</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
6	E _x	<u>0.018565</u>	<u>0.000964</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000154</u>	<u>0.000801</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
7	E _x	<u>0.020966</u>	<u>0.000989</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000177</u>	<u>0.000858</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
8	E _x	<u>0.022998</u>	<u>0.000997</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.000196</u>	<u>0.000893</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
9	E _x	<u>0.024711</u>	<u>0.00053</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>
	E _y	<u>0.00016</u>	<u>0.00002</u>	3.06	<u>0.0306</u>	<u>C.V</u>

Tableau 4.7 Vérification de déplacement d'étage suivant RPA

D'après le tableau, on constate que la condition sur le déplacement interne est vérifiée.

4.13. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Les réactions à la base :

	FX [KN]	FY [KN]	FZ [KN]	MX [KN.m]	MY [KN.m]
EX	28367.611	235.844	54.825	6275.5007	599839.8142
EY	1085.623	34256.314	478.826	898281.3503	7301.4585

Tableau 4.8 Les réactions à la base par la méthode d'analyse modale spectrale

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 28368.591 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 34273.512 \text{ KN}$$

$$V_{statique} = F_t + \sum F_i$$

$$F_i = \frac{(V - F_t)W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

	$V_{dynamique}$ [KN]	$V_{statique}$ [KN]	$0.8 \times V_{stat} < V_{dynam}$
Direction X	<u>28368.591</u>	<u>2534.56</u>	<u>C.V</u>
Direction Y	<u>34273.512</u>	<u>2534.56</u>	<u>C.V</u>

Tableau 4.9 Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

4.14. Conclusion :

Dans ce chapitre on a essayé de trouver une conception de notre structure qui répond aux exigences de RPA.

On a constaté que la variante 5 vérifie les conditions de :

- L'analyse modale.
- Facteur de participation de masse.
- Déplacement inter étage.
- La force sismique résultante.

Dans ce qui suit on va présenter les résultats de cette structure en fait varié f_{c28} et ensuite en fait une étude comparative.

Chapitre 5
Résultats et discussions

5. RESULTATS ET DISCUSSIONS :

5.1. Les Objectifs :

Dans ce chapitre on présente et on discute les résultats effectués :

Période propre et facteur de participation de masse en fonction de f_{c28}

Période propre et accélération en fonction de f_{c28}

Les différentes sollicitations

5.2. Les résultats obtenus par l'analyse modale :

5.2.1. Période propre et facteur de participation de masse en fonction de f_{c28} :

	f_{c28} [MPa]	20	22	25	30	35	40	
Mode 1	T_1 [s]	0.987	0.971	0.951	0.922	0.899	0.879	
	Fp_1	X	0.745	0.745	0.745	0.745	0.745	0.745
		Y	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002
Mode 2	T_2 [s]	0.805	0.792	0.775	0.752	0.00002	0.717	
	Fp_2	X	0.745	0.745	0.745	0.745	0.745	0.745
		Y	0.634	0.634	0.634	0.634	0.634	0.634
Mode 3	T_3 [s]	0.620	0.610	0.597	0.579	0.565	0.552	
	Fp_3	X	0.745	0.745	0.745	0.745	0.745	0.745
		Y	0.634	0.634	0.634	0.634	0.634	0.634

Tableau 5.1 Période propre et facteur de participation de masse en fonction de f_{c28}

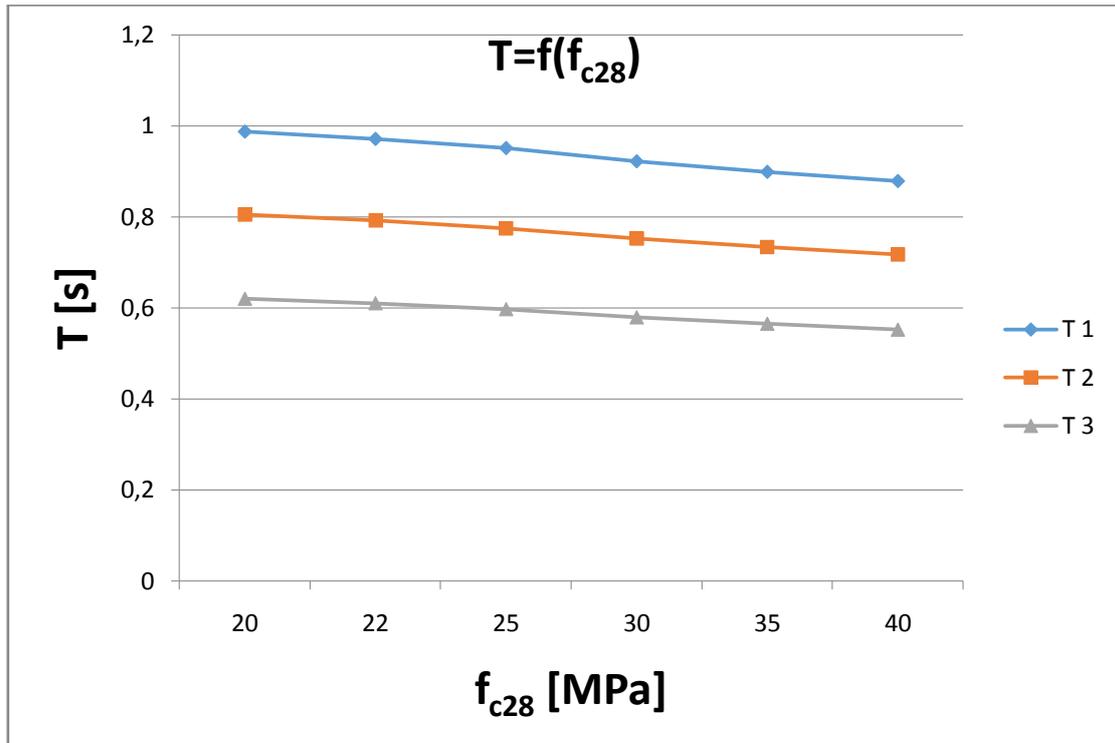


Figure 5.1 Comparaison des résultats pour la 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} période propre entre les différentes f_{c28}

Interprétation de résultats : Ce graphique représente la variation de la période propre en fonction de f_{c28} , on remarque que Pour le $f_{c28} = 20$ MPa une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, tandis que la période (T_1) augmente que de 3.78% (de 0.951 s à 0.987 s), et pour $f_{c28} = 40$ MPa une augmentation de 60% par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de la période (T_1) diminue que de 7.57% (de 0.951 s à 0.879 s).

f_{c28} [MPa]	20	22	25	30	35	40
$T/T_{f_{c28}=25}$	1.037	1.021	1	0.969	0.945	0.924

Tableau 5.2 Le rapport $T/T_{f_{c28}=25}$ en fonction de f_{c28}

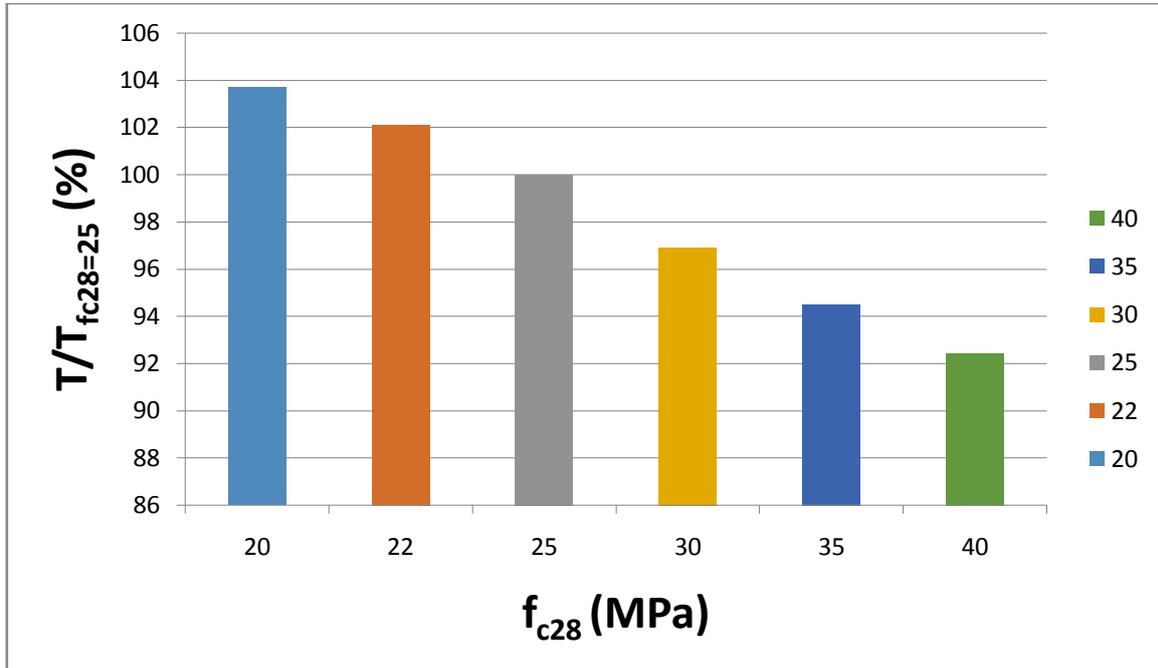


Figure 5.2 Diagramme de rapport $T/T_{f_{c28}=25}$ en fonction de f_{c28}

5.2.2. Période propre et accélération en fonction de f_{c28} :

	f_{c28} [MPa]	20	22	25	30	35	40
Mode 1	T_1 [s]	0.987	0.971	0.951	0.922	0.899	0.879
	S_a [m/s ²]	0.765	0.775	0.785	0.805	0.815	0.834
	F_a [KN]	3600.65	3647.72	3694.78	3788.92	3835.98	3925.41
Mode 2	T_2 [s]	0.805	0.792	0.775	0.752	0.733	0.717
	S_a [m/s ²]	0.883	0.883	0.903	0.923	0.932	0.952
	F_a [KN]	4156.04	4156.04	4250.18	4344.31	4386.67	4480.81
Mode 3	T_3 [s]	0.620	0.610	0.597	0.579	0.565	0.552
	S_a [m/s ²]	1.040	1.050	1.080	1.099	1.119	1.129
	F_a [KN]	4895.00	4942.07	5083.27	5172.70	5266.83	5313.90

Tableau 5.3 La variation de la Période propre et l'accélération en fonction de f_{c28}

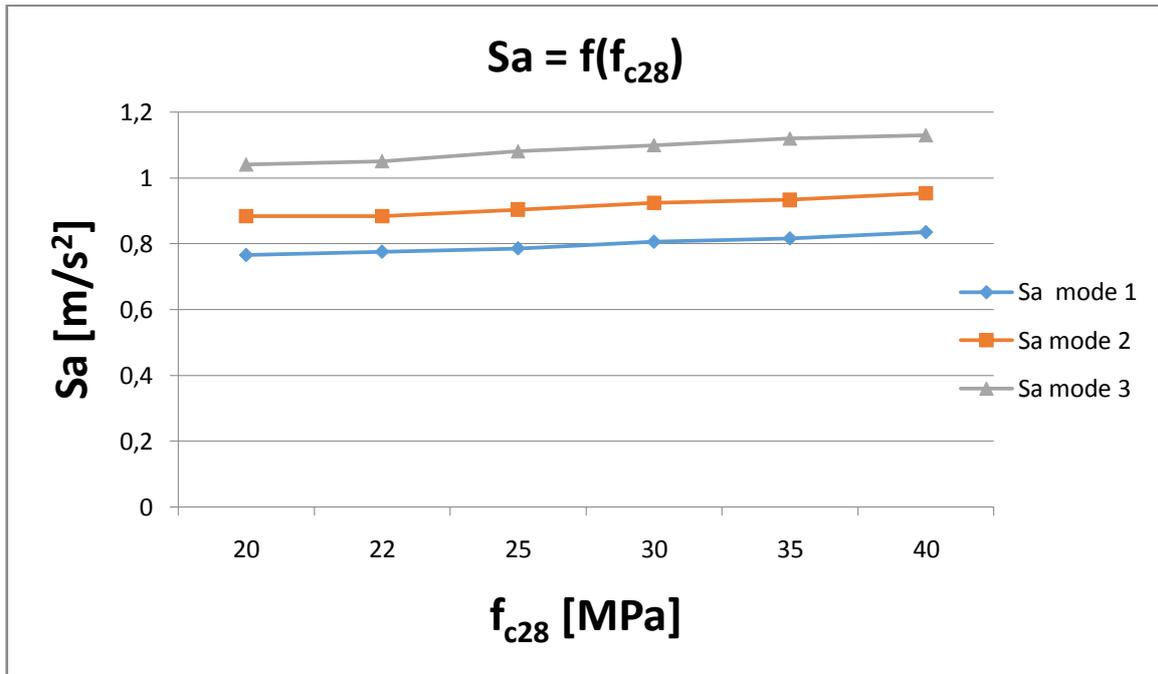


Figure 5.3 Evaluation de l'accélération en fonction de f_{c28}

Interprétation des résultats : ce graphe représente l'évaluation de l'accélération en fonction de f_{c28} pour $f_{c28}=20$ MPa, on remarque une diminution de 20% par rapport à la valeur nominale 25 MPa tandis que l'accélération (Sa_1) du premier mode diminue de 2.54% (de 0.785m/s² à 0.765 m/s²), pour $f_{c28}=40$ MPa, soit une augmentation de 60 % par rapport à la valeur nominale 25 MPa, la valeur de l'accélération (Sa_1) augmente que de 6.24%(de 0.785 m/s² à 0.834 m/s²), et la même chose pour les deux autres modes.

5.2.3. Période propre en fonction de f_{c28} :

Les différentes variantes :

Variante n°1 : $f_{c28}=25$ MPa

Variante n°2 : 30MPa pour les 3 premiers niveaux+ 25 MPa pour le reste

Variante n°3 : 25MPa pour les 2 premiers niveaux +35 MPa pour le reste

Variante n°4 : 30MPa pour les poteaux+25MPa pour les poutres +30MPa pour les voiles

Variante n°5 : 25MPa pour les poteaux + 30MPa pour les poutres+25 MPa pour les voiles

	f_{c28}	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3	Variante n°4	Variante n°5	
Mode 1	T_1	0.951	0.941	0.909	0.939	0.935	
	Fp_1	X	0.745	0.740	0.750	0.745	0.745
		Y	0.00002	0.00002	0.00002	0.00001	0.00002
Mode 2	T_2	0.775	0.765	0.747	0.760	0.767	
	Fp_2	X	0.745	0.740	0.750	0.745	0.745
		Y	0.634	0.631	0.640	0.633	0.635
Mode 3	T_3	0.597	0.589	0.574	0.585	0.591	
	Fp_3	X	0.745	0.740	0.750	0.745	0.745
		Y	0.634	0.631	0.640	0.633	0.635

Tableau 5.4 La variation des périodes propres en fonction de f_{c28} sur les différentes variantes

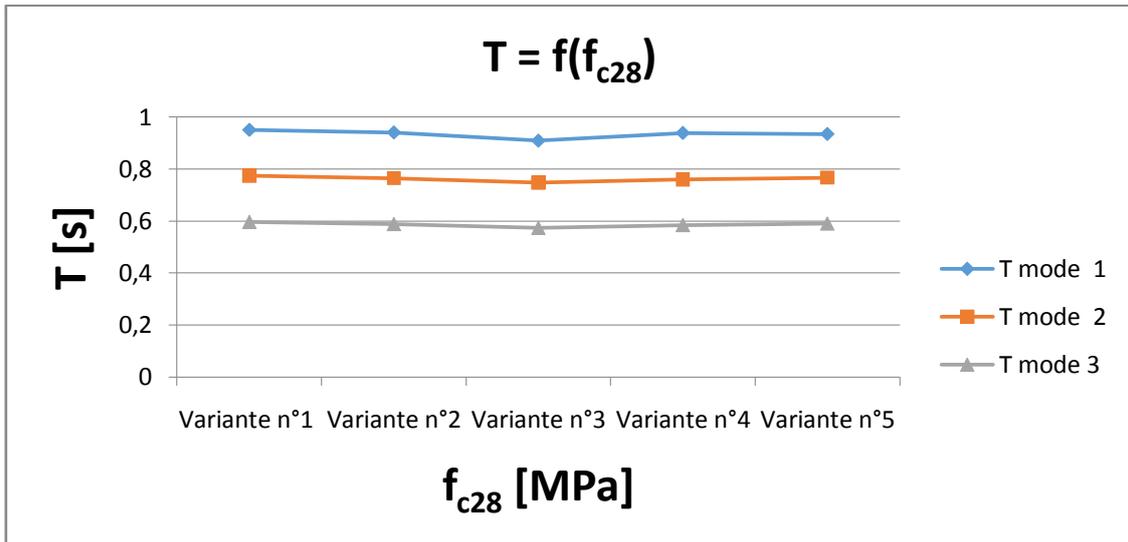


Figure 5.4 La variation de la période propre sur les différentes variantes

Interprétation de résultats : Ce graphe représente la variation de la période sur les différentes variantes, en remarque une légère différence.

5.2.4. Période propre et accélération en fonction de f_{c28} :

	f _{c28}	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3	Variante n°4	Variante n°5
Mode 1	T ₁	0.951	0.941	0.909	0.939	0.935
	S _a	0.785	0.785	0.815	0.795	0.795
Mode 2	T ₂	0.775	0.765	0.747	0.760	0.767
	S _a	0.903	0.913	0.923	0.913	0.913
Mode 3	T ₃	0.597	0.589	0.574	0.585	0.591
	S _a	1.080	1.090	1.099	1.090	1.080

Tableau 5.5 Période propre et accélération en fonction de f_{c28}

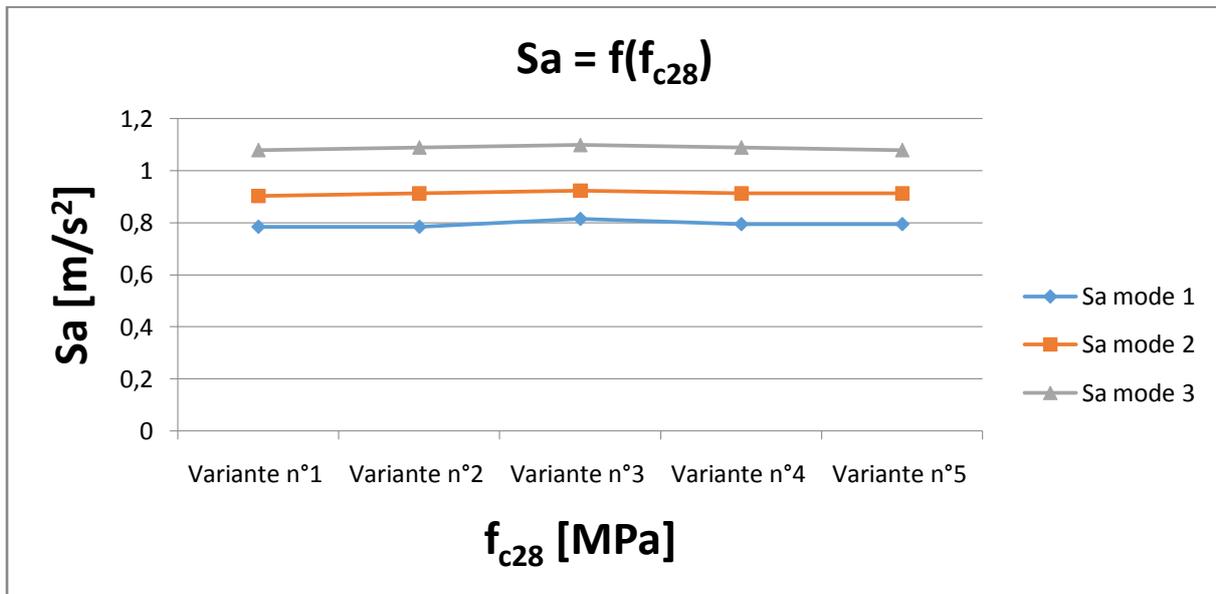


Figure 5.5 Evaluation de l'accélération en fonction de différentes variantes

Interprétation de résultats : Ce graphe représente l'évaluation de l'accélération en fonction de différentes variantes, en remarque une légère différence.

5.3. Les sollicitations :

5.3.1. Pour les poutres :

Une poutre de l'axe (3) entre l'axe (C-D) ou plancher 3 étage

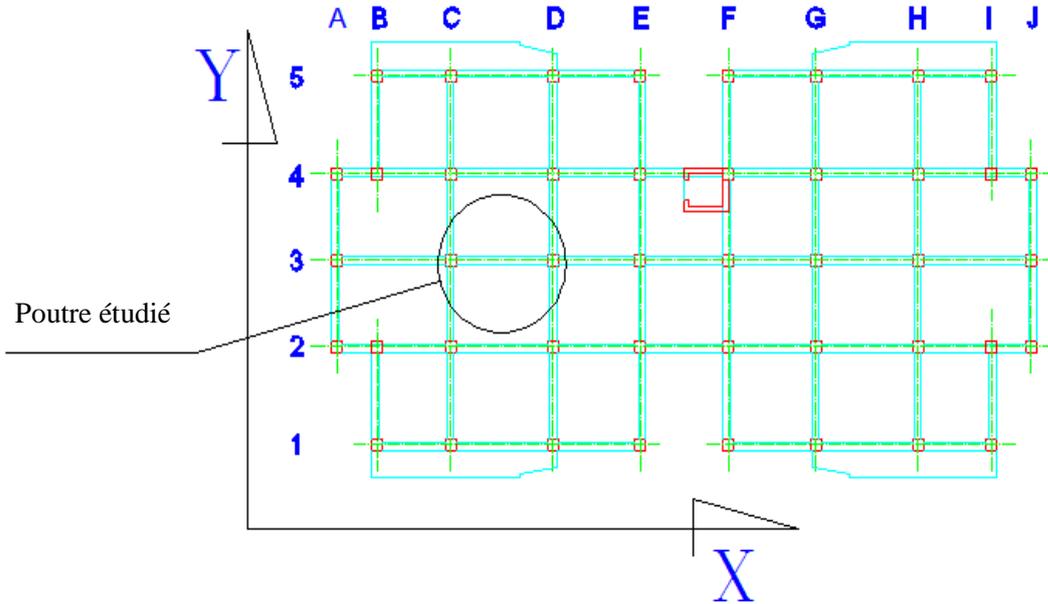


Figure 5.6 L'emplacement de la poutre étudié

Avec la combinaison : $G + Q + Ex$

La résistance de béton a 28 jours [MPa]	20	22	25	30	35	40
M max en travée [KN.m]	149.806	150.853	151.615	156.249	158.744	160.575
M max en appui [KN.m]	-159.532	-160.467	-161.167	-165.287	-167.515	169.150

Tableau 5.6 Les moments maximums dans la poutre en fonction de La résistance en béton à 28 jours

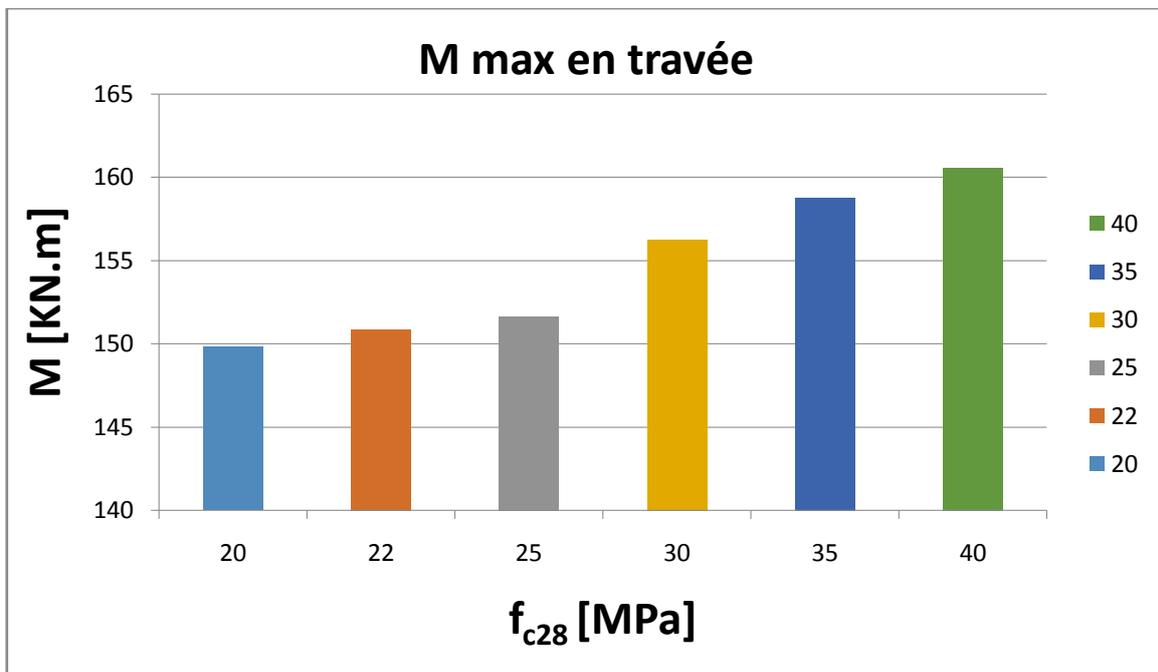


Figure 5.7 Evaluation des moments max pour la poutre étudié en fonction de f_{c28}

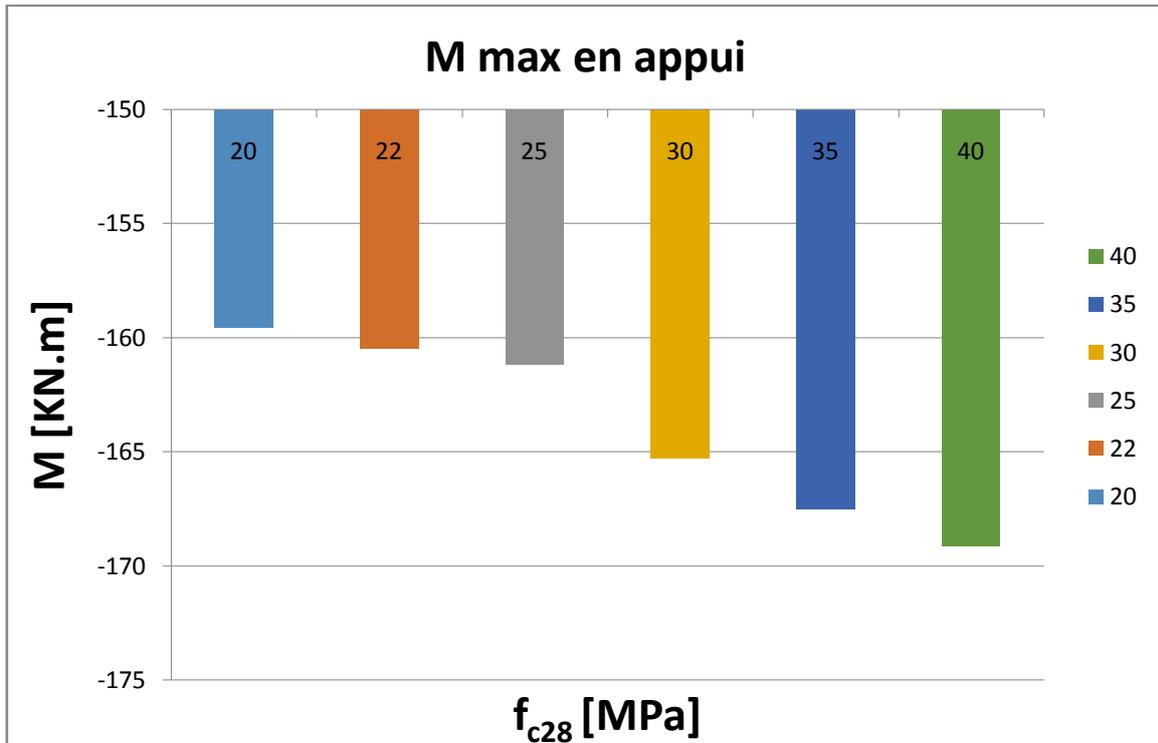


Figure 5.8 Diagramme d'évaluation des moments max pour la poutre étudié en fonction de f_{c28}

Interprétation des résultats : Ces diagrammes représente l'évaluation des moments max pour la poutre étudié en fonction de f_{c28} , pour les différents moments dans la poutre, On remarque une diminution relativement faible de la valeur du moment max (de l'ordre de 2.29% pour la plus faible valeur considérée de $f_{c28} = 20 MPa$ en travée) et (de l'ordre de 1.97% pour la plus faible valeur considérée de $f_{c28} = 20 MPa$ en appui), ainsi une augmentation faible de la valeur du moment max (de l'ordre de 5.06% pour la plus forte valeur considérée de $f_{c28} = 40 MPa$ en travée) et (de l'ordre de 4.36% pour la plus forte valeur considérée de $f_{c28} = 40 MPa$ en appui).

- ✓ Une poutre de l'axe (3) entre l'axe (C-D) ou plancher 3 étage :

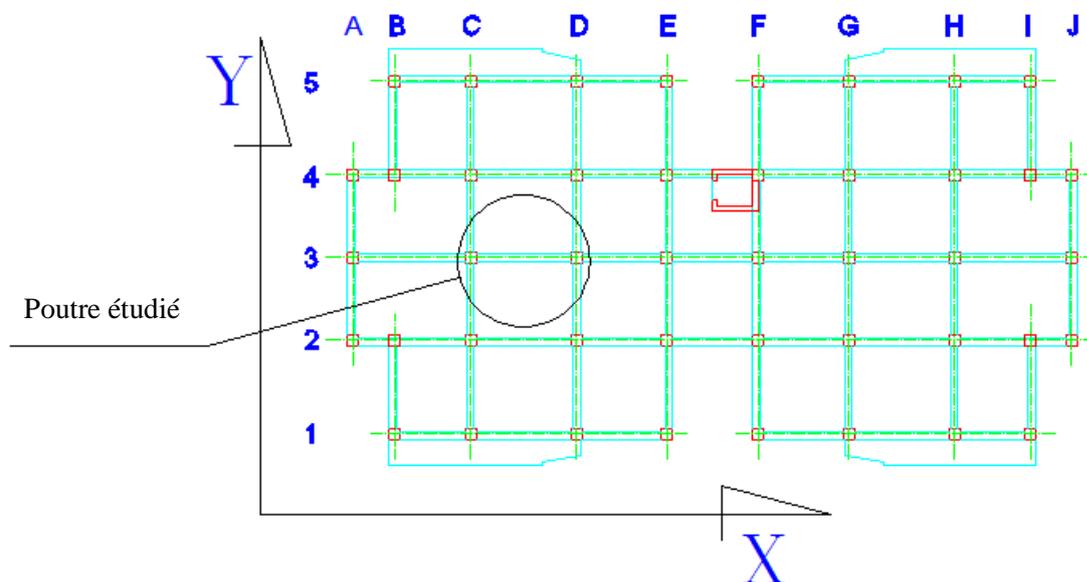


Figure 5.9 L'emplacement de la poutre étudié

Avec la combinaison : $G + Q + 1.2Ex$:

La résistance de béton a 28 jours [MPa]	Variante n°1	Variante n°2	Variante n°3	Variante n°4	Variante n°5
M max en travée [KN.m]	151.615	152.05	159.209	151.580	156.378
M max en appui [KN.m]	-161.167	-161.53	-167.916	161.755	164.712

Tableau 5.7 Les moments maximums dans la poutre en fonction de La résistance en béton à 28 jours

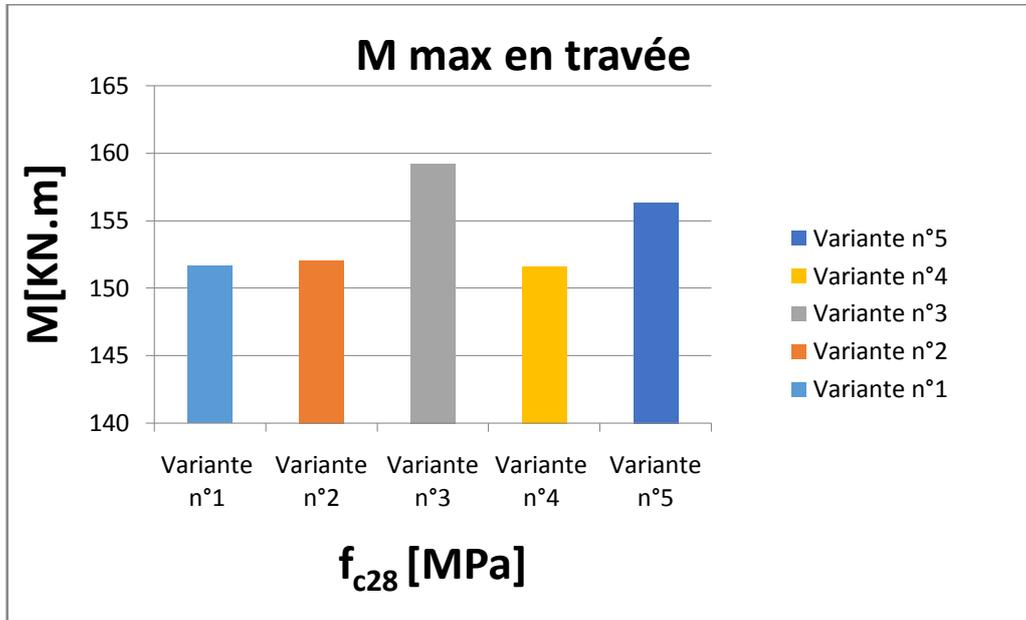


Figure 5.10 Evaluation des moments max pour la poutre étudié pour les différentes variantes en travée

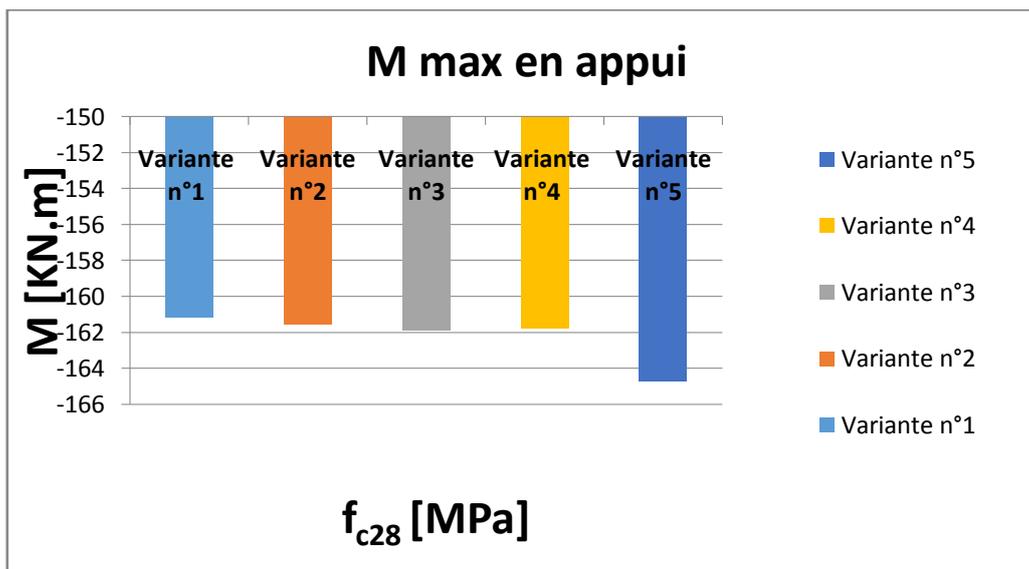


Figure 5.11 Evaluation des moments max pour la poutre étudié pour les différentes variantes en appui

Interprétation des résultats : Ces diagrammes représente l'évaluation des moments max pour la poutre étudié en fonction de f_{c28} , pour les différents moments dans la poutre, On remarque une légère différence.

5.3.2. Pour les poteaux de l'axe (2-D) :

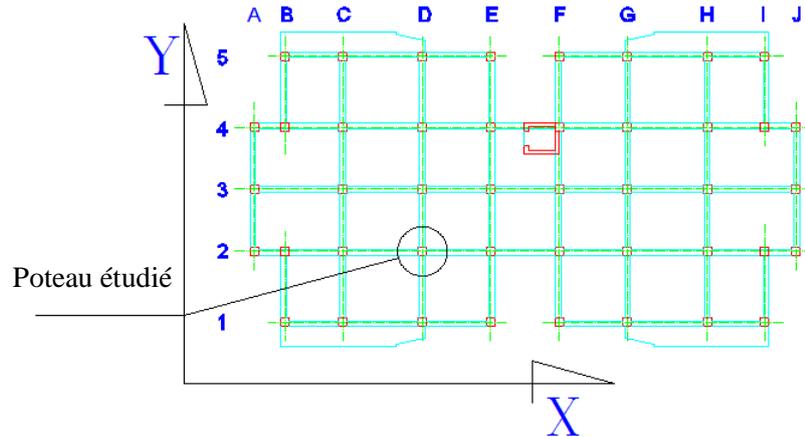


Figure 5.12 L'emplacement du poteau étudié

✓ Avec la combinaison : $0.8G + Ex$

	Station	P (20 MPa)	P (22 MPa)	P (25 MPa)	P (30 MPa)	P (35 MPa)	P (40 MPa)
Sous-sol	0	-875.811	-875.682	-875.516	-875.262	-875.067	-874.891
	L/2	-860.384	-860.254	-860.088	-859.834	-859.639	-859.463
	L	-844.956	-844.827	-844.661	-844.407	-844.212	-844.036
RDC	0	-771.731	-771.608	-771.449	-771.206	-771.02	-770.851
	L/2	-764.081	-763.958	-763.799	-763.556	-763.37	-763.201
	L	-756.431	-756.308	-756.149	-755.906	-755.72	-755.551
E 1	0	-686.435	-686.338	-686.213	-686.024	-685.874	-685.735
	L/2	-678.785	-678.688	-678.563	-678.374	-678.224	-678.085
	L	-671.135	-671.038	-670.913	-670.724	-670.574	-670.435
E 2	0	-601.011	-600.937	-600.84	-600.7	-600.583	-600.472
	L/2	-594.815	-594.74	-594.643	-594.504	-594.387	-594.275
	L	-588.618	-588.544	-588.447	-588.307	-588.19	-588.079
E 3	0	-519.328	-519.265	-519.183	-519.069	-518.971	-518.875
	L/2	-513.131	-513.069	-512.986	-512.872	-512.774	-512.679
	L	-506.935	-506.872	-506.79	-506.676	-506.578	-506.482
E 4	0	-438.503	-438.443	-438.364	-438.255	-438.162	-438.072
	L/2	-433.607	-433.547	-433.468	-433.359	-433.266	-433.176
	L	-428.711	-428.651	-428.572	-428.463	-428.37	-428.28
E 5	0	-361.72	-361.661	-361.585	-361.475	-361.384	-361.298
	L/2	-356.824	-356.765	-356.689	-356.579	-356.488	-356.402
	L	-351.928	-351.869	-351.793	-351.683	-351.592	-351.506
E 6	0	-286.639	-286.581	-286.506	-286.393	-286.304	-286.22
	L/2	-281.743	-281.685	-281.61	-281.497	-281.408	-281.324
	L	-276.847	-276.789	-276.714	-276.601	-276.512	-276.428
E 7	0	-212.556	-212.503	-212.436	-212.331	-212.249	-212.175
	L/2	-208.807	-208.755	-208.687	-208.583	-208.501	-208.426
	L	-205.059	-205.006	-204.939	-204.834	-204.752	-204.678
E 8	0	-141.838	-141.799	-141.749	-141.67	-141.609	-141.553
	L/2	-138.09	-138.051	-138	-137.921	-137.86	-137.805
	L	-134.341	-134.302	-134.252	-134.173	-134.112	-134.056
E 9	0	-71.908	-71.884	-71.853	-71.804	-71.767	-71.733
	L/2	-68.16	-68.136	-68.105	-68.056	-68.018	-67.984
	L	-64.411	-64.387	-64.356	-64.307	-64.27	-64.236

Tableau 5.8 Les sollicitations (efforts axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

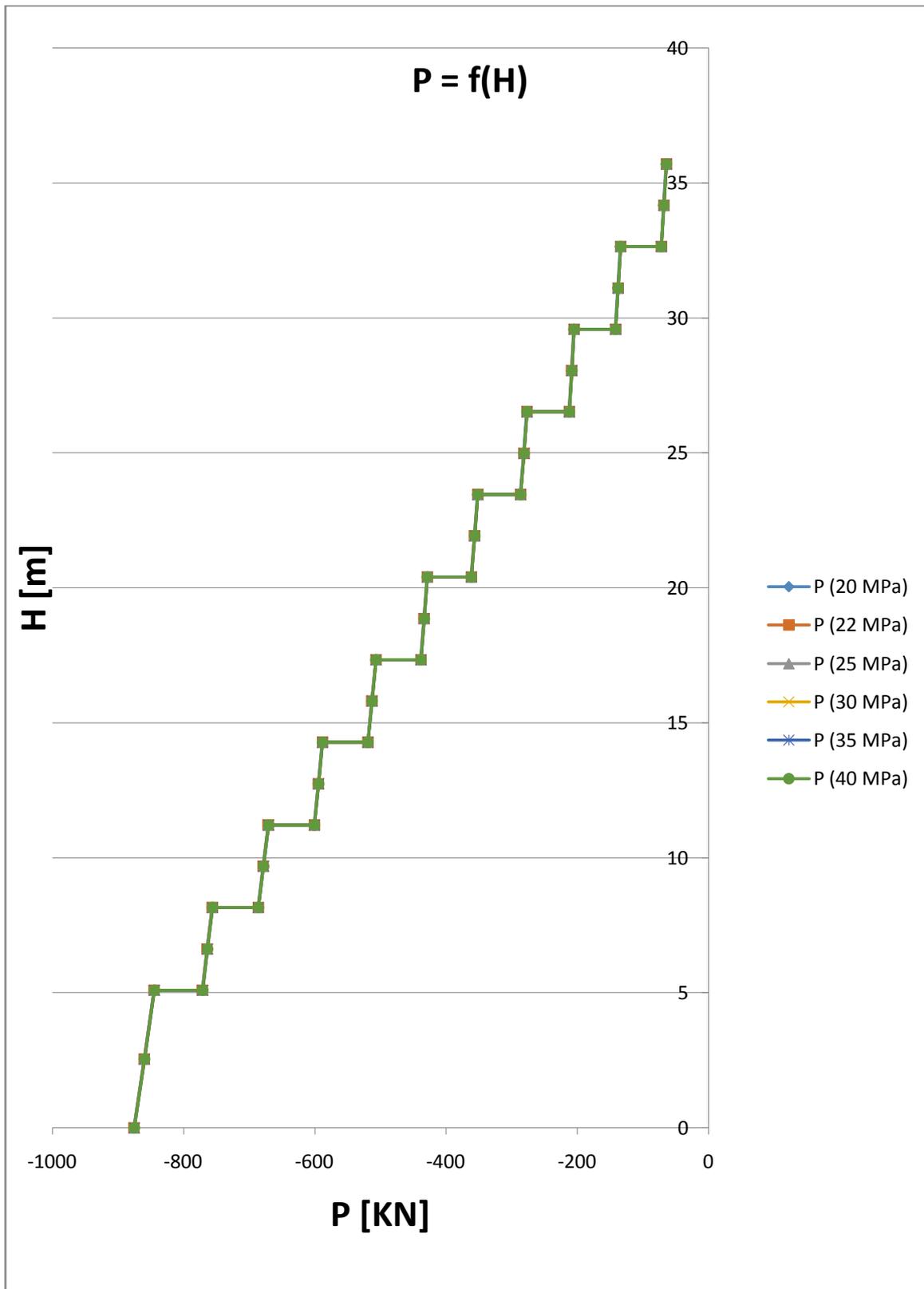


Figure 5.13 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28}

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28} , On remarque une légère différence. La différence est remarquable seulement dans les chiffres après la virgule, on prend un exemple d'un poteau en RDC station L :

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa} \Rightarrow P = -756.431 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow P = -756.149 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow P = -755.551 \text{ KN}$$

Avec la combinaison : $G + Q + 1.2 Ex$

	Station	P (20 MPa)	P (22 MPa)	P (25 MPa)	P (30 MPa)	P (35 MPa)	P (40 MPa)
Sous-sol	0	-1353.858	-1353.702	-1353.503	-1353.198	-1352.964	-1352.753
	L/2	-1334.573	-1334.418	-1334.219	-1333.914	-1333.68	-1333.469
	L	-1315.289	-1315.133	-1314.934	-1314.629	-1314.396	-1314.184
RDC	0	-1168.323	-1168.175	-1167.985	-1167.694	-1167.47	-1167.267
	L/2	-1158.761	-1158.613	-1158.423	-1158.131	-1157.907	-1157.704
	L	-1149.198	-1149.05	-1148.86	-1148.569	-1148.345	-1148.142
E 1	0	-1007.032	-1006.916	-1006.765	-1006.539	-1006.358	-1006.192
	L/2	-997.47	-997.353	-997.203	-996.976	-996.796	-996.629
	L	-987.907	-987.791	-987.64	-987.414	-987.233	-987.067
E 2	0	-881.594	-881.505	-881.388	-881.221	-881.081	-880.947
	L/2	-873.848	-873.759	-873.643	-873.475	-873.335	-873.201
	L	-866.103	-866.014	-865.897	-865.729	-865.589	-865.456
E 3	0	-761.281	-761.206	-761.108	-760.971	-760.853	-760.739
	L/2	-753.536	-753.461	-753.362	-753.225	-753.108	-752.993
	L	-745.79	-745.715	-745.616	-745.48	-745.362	-745.247
E 4	0	-642.482	-642.411	-642.316	-642.185	-642.074	-641.966
	L/2	-636.362	-636.291	-636.196	-636.065	-635.954	-635.846
	L	-630.242	-630.171	-630.076	-629.945	-629.834	-629.726
E 5	0	-529.101	-529.031	-528.939	-528.807	-528.699	-528.595
	L/2	-522.981	-522.911	-522.819	-522.687	-522.579	-522.475
	L	-516.861	-516.791	-516.699	-516.567	-516.459	-516.355
E 6	0	-418.329	-418.26	-418.17	-418.034	-417.927	-417.826
	L/2	-412.209	-412.14	-412.05	-411.914	-411.807	-411.706
	L	-406.089	-406.02	-405.93	-405.794	-405.687	-405.586
E 7	0	-308.92	-308.857	-308.776	-308.65	-308.552	-308.463
	L/2	-304.234	-304.171	-304.091	-303.965	-303.867	-303.777
	L	-299.548	-299.486	-299.405	-299.279	-299.181	-299.091
E 8	0	-203.731	-203.684	-203.624	-203.529	-203.455	-203.389
	L/2	-199.045	-198.998	-198.938	-198.843	-198.77	-198.703
	L	-194.359	-194.313	-194.252	-194.157	-194.084	-194.018
E 9	0	-99.783	-99.755	-99.718	-99.659	-99.614	-99.573
	L/2	-95.098	-95.069	-95.032	-94.973	-94.928	-94.888
	L	-90.412	-90.383	-90.346	-90.288	-90.243	-90.202

Tableau 5.9 Les sollicitations (efforts axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

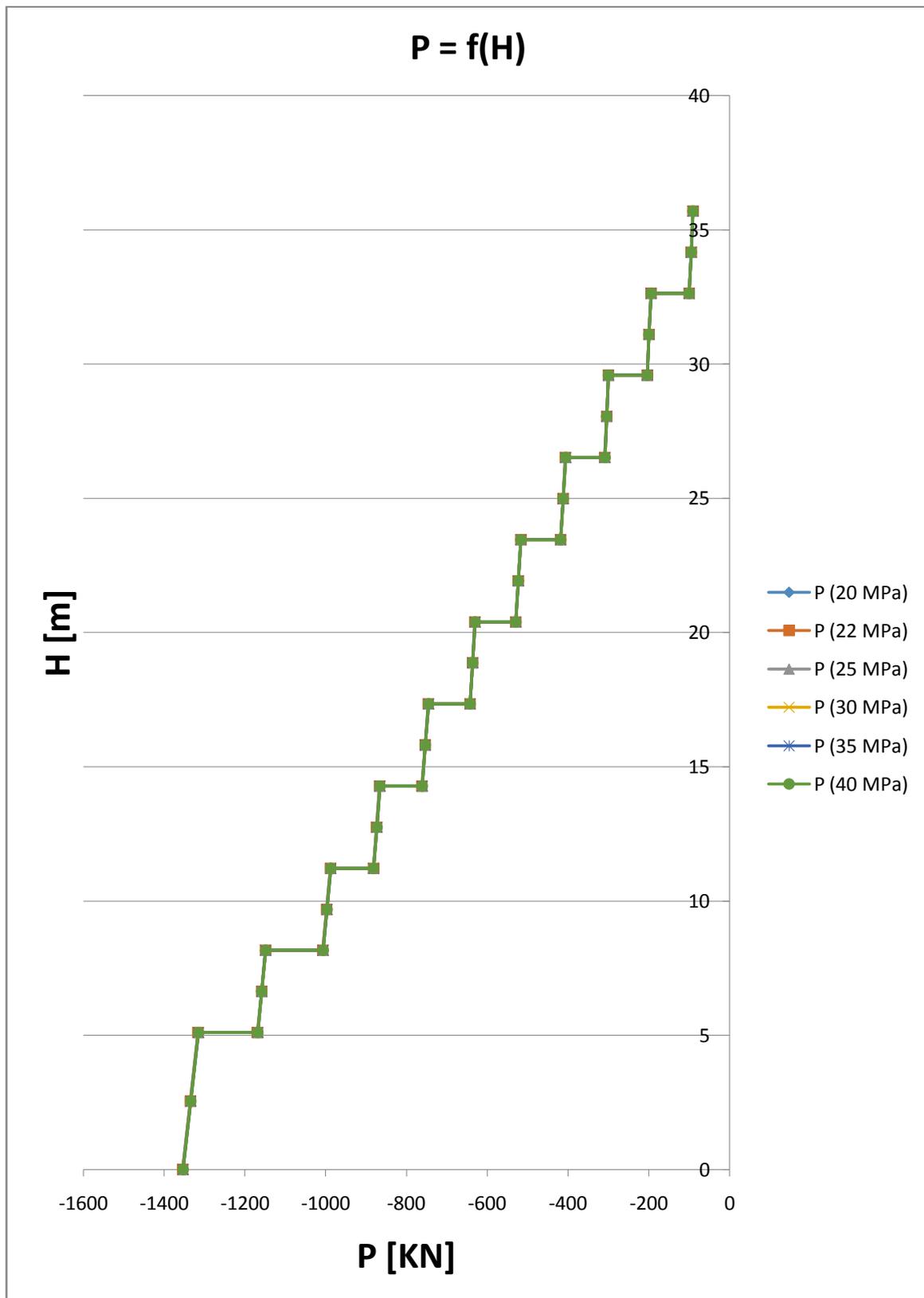


Figure 5.14 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28}

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28} . On remarque une légère différence. La différence est remarquable seulement dans les chiffres après la virgule.

✓ Avec la combinaison : $0.8G + Ex$

	Station	M2 (20 MPa)	M2 (22 MPa)	M2 (25 MPa)	M2 (30 MPa)	M2 (35 MPa)	M2 (40 MPa)
Sous-sol	0	-0.3681	-0.3651	-0.3613	-0.3552	-0.351	-0.3474
	L/2	-0.4983	-0.4943	-0.4893	-0.4806	-0.4746	-0.4697
	L	-0.0576	-0.0466	-0.0329	-0.0094	0.0069	0.0203
RDC	0	-0.0052	0.0038	0.0153	0.0354	0.0489	0.0604
	L/2	0.2167	0.2229	0.2307	0.2439	0.253	0.2605
	L	2.1348	2.1562	2.183	2.2293	2.261	2.2872
E 1	0	4.6132	4.6564	4.7106	4.8034	4.8667	4.9194
	L/2	0.3668	0.3697	0.3733	0.3796	0.3839	0.3875
	L	4.2158	4.2647	4.3259	4.4316	4.5039	4.5639
E 2	0	4.2912	4.3321	4.3836	4.4731	4.5343	4.5852
	L/2	0.2087	0.2114	0.2148	0.2207	0.2247	0.2281
	L	3.766	3.8122	3.8703	3.9718	4.0415	4.0992
E 3	0	6.2824	6.3393	6.4108	6.5364	6.6226	6.6942
	L/2	0.2104	0.2131	0.2162	0.2212	0.2245	0.2273
	L	4.7227	4.7843	4.8617	4.9981	5.0917	5.1695
E 4	0	5.3584	5.405	5.4636	5.5667	5.6374	5.6962
	L/2	0.1587	0.1613	0.1645	0.1693	0.1724	0.1751
	L	3.6609	3.7123	3.7769	3.89	3.9676	4.0321
E 5	0	6.5495	6.6042	6.6728	6.7918	6.8732	6.9408
	L/2	0.1352	0.1366	0.1382	0.1403	0.1417	0.1428
	L	3.5263	3.5791	3.6453	3.7589	3.8365	3.901
E 6	0	6.8542	6.9093	6.978	7.0936	7.1721	7.2374
	L/2	0.0898	0.0918	0.0942	0.0971	0.0989	0.1004
	L	3.5822	3.6411	3.7143	3.8359	3.9184	3.9869
E 7	0	5.1536	5.1931	5.242	5.3214	5.375	5.4197
	L/2	0.0408	0.0421	0.0436	0.0453	0.0463	0.0474
	L	2.2804	2.3223	2.374	2.457	2.5129	2.5595
E 8	0	5.7008	5.7415	5.7916	5.8709	5.9241	5.9686
	L/2	0.1648	0.1668	0.1692	0.1732	0.1759	0.1782
	L	1.5598	1.5966	1.6419	1.713	1.7607	1.8007
E 9	0	5.9776	6.0183	6.0682	6.1461	6.1984	6.2423
	L/2	0.2817	0.2856	0.2904	0.2978	0.3028	0.307
	L	2.2871	2.3355	2.395	2.4877	2.55	2.6023

Tableau 5.10 Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

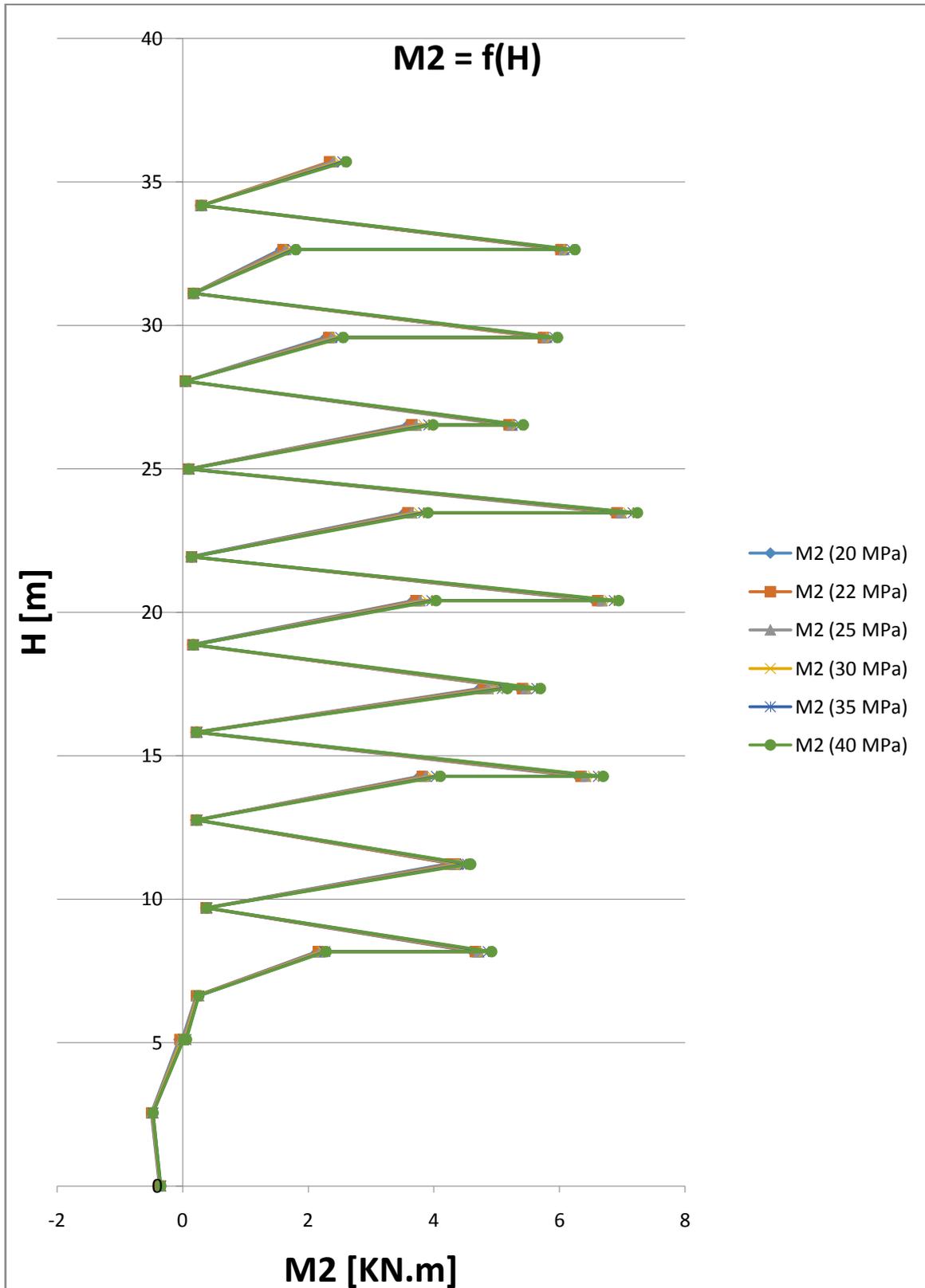


Figure 5.15 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28} . On remarque une légère différence. La différence est remarquable seulement dans les chiffres après la virgule.

✓ Avec la combinaison : $G + Q + 1.2 Ex$

	Station	M2 (20 MPa)	M2 (22 MPa)	M2 (25 MPa)	M2 (30 MPa)	M2 (35 MPa)	M2 (40 MPa)
Sous-sol	0	-0.5867	-0.5831	-0.5786	-0.5712	-0.5662	-0.5619
	L/2	-0.7845	-0.7797	-0.7737	-0.7633	-0.7561	-0.7501
	L	-0.2971	-0.2839	-0.2675	-0.2392	-0.2197	-0.2036
RDC	0	-0.2417	-0.2309	-0.2171	-0.193	-0.1768	-0.1629
	L/2	0.163	0.1705	0.1798	0.1957	0.2066	0.2156
	L	2.6032	2.6289	2.6611	2.7166	2.7546	2.7861
E 1	0	5.5983	5.6502	5.7152	5.8266	5.9025	5.9657
	L/2	0.4825	0.486	0.4903	0.4979	0.5031	0.5075
	L	5.0813	5.14	5.2134	5.3403	5.427	5.499
E 2	0	5.1498	5.1989	5.2606	5.3681	5.4415	5.5026
	L/2	0.2361	0.2393	0.2434	0.2504	0.2553	0.2594
	L	4.4901	4.5455	4.6152	4.7371	4.8206	4.8899
E 3	0	7.6413	7.7095	7.7953	7.9461	8.0495	8.1354
	L/2	0.2501	0.2533	0.2571	0.263	0.267	0.2704
	L	5.56	5.6339	5.7268	5.8905	6.0029	6.0961
E 4	0	6.5412	6.5971	6.6675	6.7912	6.8761	6.9466
	L/2	0.18	0.1832	0.187	0.1927	0.1965	0.1997
	L	4.261	4.3227	4.4003	4.536	4.6291	4.7065
E 5	0	8.0406	8.1063	8.1886	8.3314	8.429	8.5102
	L/2	0.1562	0.1579	0.1599	0.1624	0.164	0.1654
	L	4.0383	4.1017	4.1811	4.3175	4.4106	4.488
E 6	0	8.4635	8.5296	8.612	8.7507	8.845	8.9233
	L/2	0.097	0.0995	0.1024	0.1058	0.108	0.1099
	L	4.0389	4.1095	4.1974	4.3433	4.4423	4.5245
E 7	0	6.3854	6.4327	6.4914	6.5867	6.6511	6.7046
	L/2	0.0333	0.0348	0.0366	0.0386	0.0399	0.0411
	L	2.504	2.5543	2.6164	2.716	2.783	2.839
E 8	0	7.0726	7.1214	7.1816	7.2767	7.3406	7.394
	L/2	0.2163	0.2186	0.2215	0.2263	0.2296	0.2323
	L	1.6771	1.7213	1.7757	1.861	1.9182	1.9662
E 9	0	7.5108	7.5596	7.6196	7.7131	7.7758	7.8285
	L/2	0.2455	0.2502	0.2559	0.2648	0.2708	0.2758
	L	2.2216	2.2797	2.3511	2.4624	2.5371	2.5999

Tableau 5.11 Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

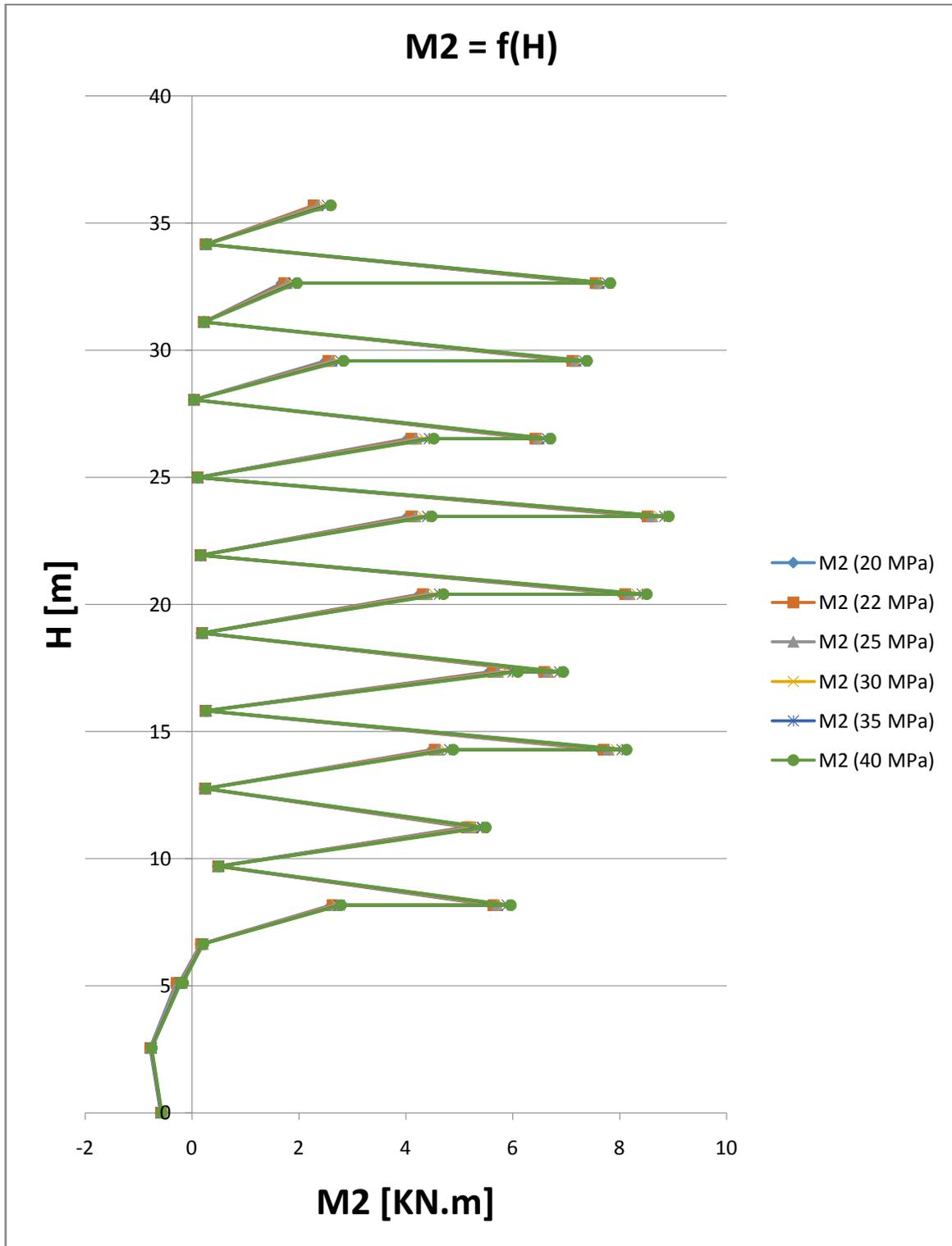


Figure 5.16 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes f_{c28} . On remarque une légère différence. La différence est remarquable seulement dans les chiffres après la virgule.

✓ Avec la combinaison : 0.8G + Ex

	Station	M3 (20 MPa)	M3 (22 MPa)	M3 (25 MPa)	M3 (30 MPa)	M3 (35 MPa)	M3 (40 MPa)
Sous-sol	0	16.1147	16.2754	16.4743	16.8015	17.0239	17.2092
	L/2	7.4705	7.555	7.6595	7.8314	7.9484	8.0457
	L	29.1558	29.4854	29.8933	30.5643	31.0207	31.4007
RDC	0	59.5385	60.137	60.8775	62.0934	62.9199	63.6084
	L/2	20.654	20.8713	21.141	21.5925	21.9001	22.1555
	L	13.6082	13.7731	13.9746	14.2846	14.494	14.6714
E 1	0	66.3132	67.0012	67.8565	69.2985	70.2817	71.097
	L/2	7.8176	7.9005	8.0045	8.1873	8.3134	8.4182
	L	47.3465	47.8706	48.5188	49.5833	50.3068	50.9092
E 2	0	52.8827	53.435	54.1254	55.3193	56.1371	56.814
	L/2	3.0848	3.1097	3.1387	3.1688	3.189	3.2102
	L	47.705	48.2288	48.8799	49.9764	50.7238	51.3432
E 3	0	57.9812	58.5878	59.3486	60.6862	61.6062	62.3689
	L/2	2.8685	2.895	2.9238	2.9357	2.9395	2.9451
	L	57.664	58.2909	59.0752	60.4379	61.3724	62.1461
E 4	0	43.2269	43.6812	44.2508	45.2502	45.9379	46.5093
	L/2	2.548	2.5746	2.6049	2.6328	2.6486	2.6618
	L	45.3309	45.8168	46.4267	47.501	48.2405	48.8542
E 5	0	44.4207	44.893	45.4824	46.4936	47.186	47.7607
	L/2	1.9486	1.9676	1.9884	2.0008	2.0061	2.0111
	L	45.3802	45.8616	46.4645	47.5167	48.2399	48.8406
E 6	0	41.2733	41.7197	42.2711	43.1703	43.779	44.2833
	L/2	2.5263	2.5506	2.5806	2.6302	2.6645	2.6941
	L	46.0855	46.5728	47.1779	48.1915	48.8817	49.4537
E 7	0	26.3199	26.6063	26.9565	27.4977	27.8601	28.1616
	L/2	1.6852	1.7015	1.722	1.758	1.7832	1.8047
	L	30.243	30.5609	30.9515	31.5707	31.9874	32.3331
E 8	0	24.0037	24.2656	24.5841	25.0601	25.3776	25.6439
	L/2	0.8569	0.8643	0.8737	0.8898	0.9011	0.9109
	L	27.1026	27.3799	27.7176	28.2293	28.571	28.8566
E 9	0	20.4994	20.7229	20.9939	21.3932	21.6596	21.885
	L/2	1.845	1.865	1.8892	1.9253	1.9493	1.9695
	L	26.2084	26.4718	26.7914	27.2628	27.5773	27.8432

Tableau 5.12 Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

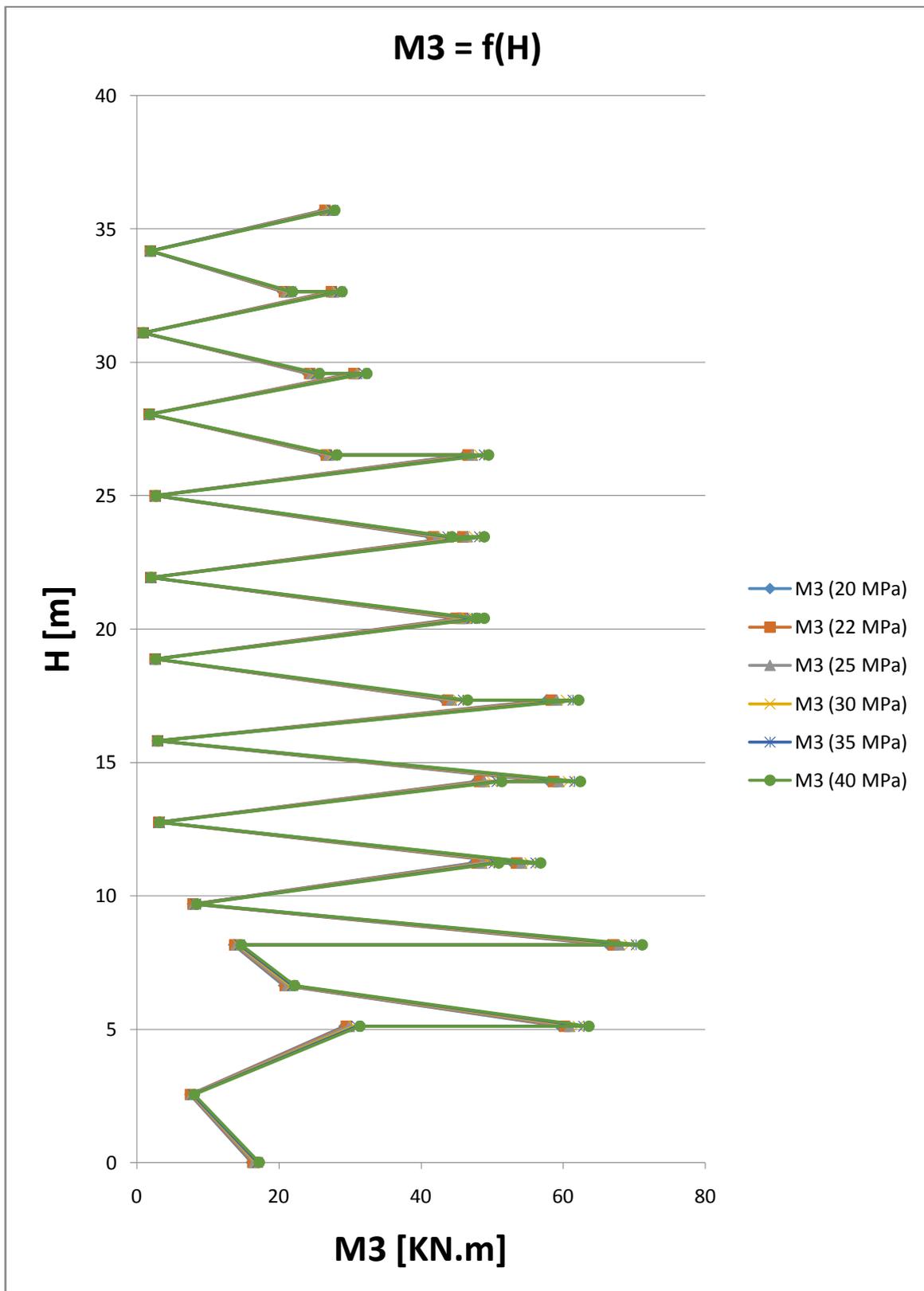


Figure 5.17 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28} , On remarque une légère différence. La différence est remarquable seulement dans les chiffres après la virgule.

✓ Avec la combinaison : $G + Q + 1.2 Ex$

	Station	M3 (20 MPa)	M3 (22 MPa)	M3 (25 MPa)	M3 (30 MPa)	M3 (35 MPa)	M3 (40 MPa)
Sous-sol	0	20.3404	20.5333	20.7719	21.1645	21.4315	21.6538
	L/2	8.4377	8.539	8.6644	8.8708	9.0111	9.1279
	L	32.9303	33.3258	33.8152	34.6205	35.1681	35.6242
RDC	0	74.794	75.5124	76.4009	77.8599	78.8517	79.6779
	L/2	24.8467	25.1074	25.431	25.9728	26.342	26.6484
	L	13.1056	13.3035	13.5454	13.9173	14.1686	14.3815
E 1	0	82.0076	82.8331	83.8594	85.5898	86.7697	87.748
	L/2	9.7477	9.8471	9.9719	10.1914	10.3427	10.4685
	L	55.1174	55.7462	56.5241	57.8015	58.6696	59.3926
E 2	0	64.3149	64.9777	65.8062	67.2389	68.2202	69.0325
	L/2	3.6041	3.6341	3.6688	3.7049	3.7292	3.7545
	L	56.1951	56.8236	57.6049	58.9207	59.8176	60.5609
E 3	0	70.8403	71.5682	72.4812	74.0862	75.1902	76.1055
	L/2	3.4211	3.453	3.4875	3.5018	3.5064	3.5131
	L	67.8919	68.6442	69.5854	71.2206	72.342	73.2704
E 4	0	52.7839	53.3291	54.0126	55.2119	56.0371	56.7228
	L/2	3.0234	3.0554	3.0917	3.1252	3.1441	3.16
	L	53.417	54.0002	54.732	56.0212	56.9086	57.6449
E 5	0	54.3196	54.8864	55.5936	56.8071	57.638	58.3277
	L/2	2.3539	2.3766	2.4016	2.4165	2.4229	2.4288
	L	53.4726	54.0502	54.7737	56.0363	56.9042	57.625
E 6	0	50.5342	51.0699	51.7316	52.8106	53.541	54.1462
	L/2	3.004	3.0331	3.0692	3.1287	3.1699	3.2054
	L	54.2413	54.826	55.5522	56.7685	57.5967	58.2832
E 7	0	32.2821	32.6257	33.0459	33.6954	34.1303	34.492
	L/2	2.0018	2.0214	2.046	2.0892	2.1194	2.1452
	L	35.5527	35.9341	36.4028	37.1459	37.6459	38.0607
E 8	0	29.5352	29.8496	30.2317	30.803	31.1839	31.5035
	L/2	1.0529	1.0618	1.073	1.0924	1.1059	1.1177
	L	31.8415	32.1742	32.5796	33.1936	33.6036	33.9463
E 9	0	25.3438	25.612	25.9372	26.4163	26.736	27.0066
	L/2	2.1557	2.1797	2.2088	2.252	2.2809	2.3051
	L	30.5889	30.905	31.2885	31.8542	32.2317	32.5506

Tableau 5.13 Les sollicitations (les moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

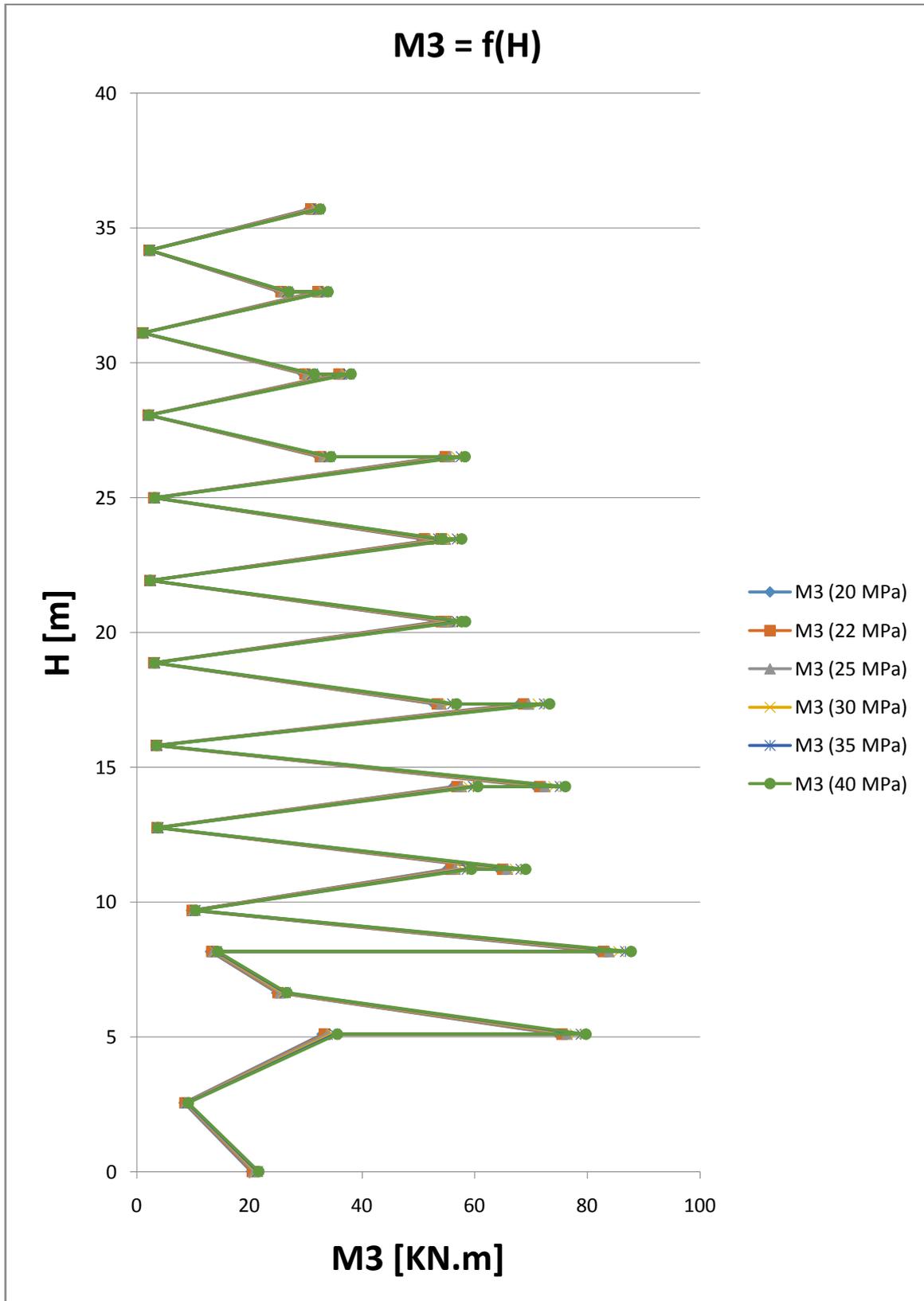


Figure 5.18 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28}

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les moments pour les différentes f_{c28} , On remarque une légère différence. La différence est remarquable seulement dans les chiffres après la virgule.

5.3.3. Pour les poteaux de l'axe (2-D) :

✓ Avec la combinaison : $0.8G + Ex$

	Station	P Variante n°1	P Variante n°2	P Variante n°3	P Variante n°4	P Variante n°5
Sous-sol	0	-875.516	-877.961	-871.568	-878.496	-872.384
	L/2	-860.088	-862.534	-856.14	-863.068	-856.956
	L	-844.661	-847.106	-840.713	-847.641	-841.529
RDC	0	-771.449	-773.879	-767.525	-774.348	-768.403
	L/2	-763.799	-766.229	-759.875	-766.698	-760.753
	L	-756.149	-758.579	-752.225	-759.048	-753.103
E 1	0	-686.213	-688.729	-682.327	-689.074	-683.218
	L/2	-678.563	-681.079	-674.677	-681.424	-675.568
	L	-670.913	-673.429	-667.027	-673.774	-667.918
E 2	0	-600.84	-603.4	-597.416	-603.697	-597.86
	L/2	-594.643	-597.203	-591.219	-597.501	-591.663
	L	-588.447	-591.007	-585.023	-591.304	-585.467
E 3	0	-519.183	-521.461	-516.169	-522.005	-516.249
	L/2	-512.986	-515.264	-509.973	-515.808	-510.052
	L	-506.79	-509.068	-503.776	-509.612	-503.856
E 4	0	-438.364	-440.33	-435.768	-441.049	-435.578
	L/2	-433.468	-435.434	-430.872	-436.153	-430.682
	L	-428.572	-430.538	-425.976	-431.257	-425.786
E 5	0	-361.585	-363.212	-359.422	-363.993	-359.087
	L/2	-356.689	-358.316	-354.526	-359.097	-354.191
	L	-351.793	-353.42	-349.63	-354.201	-349.295
E 6	0	-286.506	-287.788	-284.773	-288.555	-284.379
	L/2	-281.61	-282.892	-279.877	-283.659	-279.483
	L	-276.714	-277.996	-274.981	-278.763	-274.587
E 7	0	-212.436	-213.372	-211.145	-214.036	-210.771
	L/2	-208.687	-209.623	-207.396	-210.287	-207.023
	L	-204.939	-205.875	-203.648	-206.539	-203.274
E 8	0	-141.749	-142.348	-140.912	-142.829	-140.623
	L/2	-138	-138.6	-137.163	-139.08	-136.874
	L	-134.252	-134.851	-133.415	-135.332	-133.126
E 9	0	-71.853	-72.115	-71.476	-72.381	-71.297
	L/2	-68.105	-68.366	-67.728	-68.633	-67.548
	L	-64.356	-64.618	-63.979	-64.884	-63.8

Tableau 5.14 Les sollicitations (efforts axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

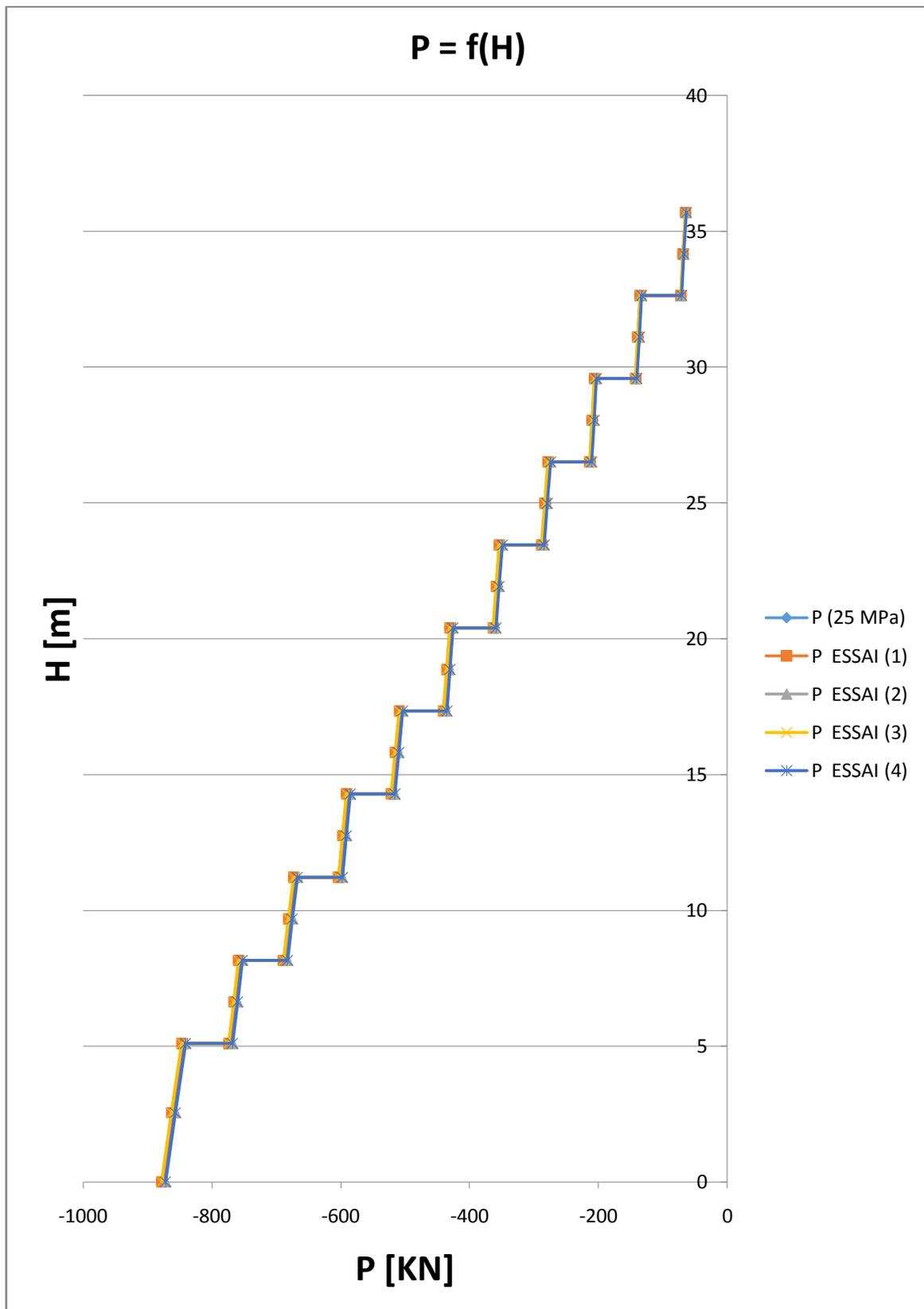


Figure 5.19 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes variantes

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes variantes, On remarque une légère différence.

✓ Avec la combinaison : $G + Q + 1.2 Ex$

	Station	P Variante n°1	P Variante n°2	P Variante n°3	P Variante n°4	P Variante n°5
Sous-sol	0	-1353.503	-1357.251	-1347.23	-1358.563	-1348.24
	L/2	-1334.219	-1337.967	-1327.945	-1339.278	-1328.955
	L	-1314.934	-1318.682	-1308.661	-1319.994	-1309.671
RDC	0	-1167.985	-1171.724	-1161.714	-1172.911	-1162.862
	L/2	-1158.423	-1162.162	-1152.152	-1163.348	-1153.3
	L	-1148.86	-1152.599	-1142.589	-1153.786	-1143.737
E 1	0	-1006.765	-1010.63	-1000.543	-1011.572	-1001.781
	L/2	-997.203	-1001.067	-990.981	-1002.009	-992.218
	L	-987.64	-991.505	-981.418	-992.447	-982.656
E 2	0	-881.388	-885.322	-875.955	-886.079	-876.535
	L/2	-873.643	-877.576	-868.21	-878.334	-868.79
	L	-865.897	-869.831	-860.464	-870.588	-861.044
E 3	0	-761.108	-764.564	-756.378	-765.63	-756.438
	L/2	-753.362	-756.819	-748.633	-757.885	-748.692
	L	-745.616	-749.073	-740.887	-750.139	-740.946
E 4	0	-642.316	-645.271	-638.285	-646.536	-637.964
	L/2	-636.196	-639.151	-632.165	-640.416	-631.844
	L	-630.076	-633.031	-626.045	-634.296	-625.724
E 5	0	-528.939	-531.371	-525.607	-532.677	-525.087
	L/2	-522.819	-525.251	-519.487	-526.557	-518.967
	L	-516.699	-519.131	-513.367	-520.437	-512.847
E 6	0	-418.17	-420.077	-415.522	-421.309	-414.93
	L/2	-412.05	-413.957	-409.402	-415.189	-408.81
	L	-405.93	-407.837	-403.282	-409.069	-402.69
E 7	0	-308.776	-310.166	-306.816	-311.207	-306.264
	L/2	-304.091	-305.48	-302.131	-306.521	-301.578
	L	-299.405	-300.795	-297.445	-301.835	-296.892
E 8	0	-203.624	-204.516	-202.352	-205.26	-201.93
	L/2	-198.938	-199.831	-197.667	-200.574	-197.244
	L	-194.252	-195.145	-192.981	-195.889	-192.558
E 9	0	-99.718	-100.113	-99.14	-100.514	-98.886
	L/2	-95.032	-95.427	-94.455	-95.828	-94.201
	L	-90.346	-90.742	-89.769	-91.143	-89.515

Tableau 5.15 Les sollicitations (effort axiaux) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

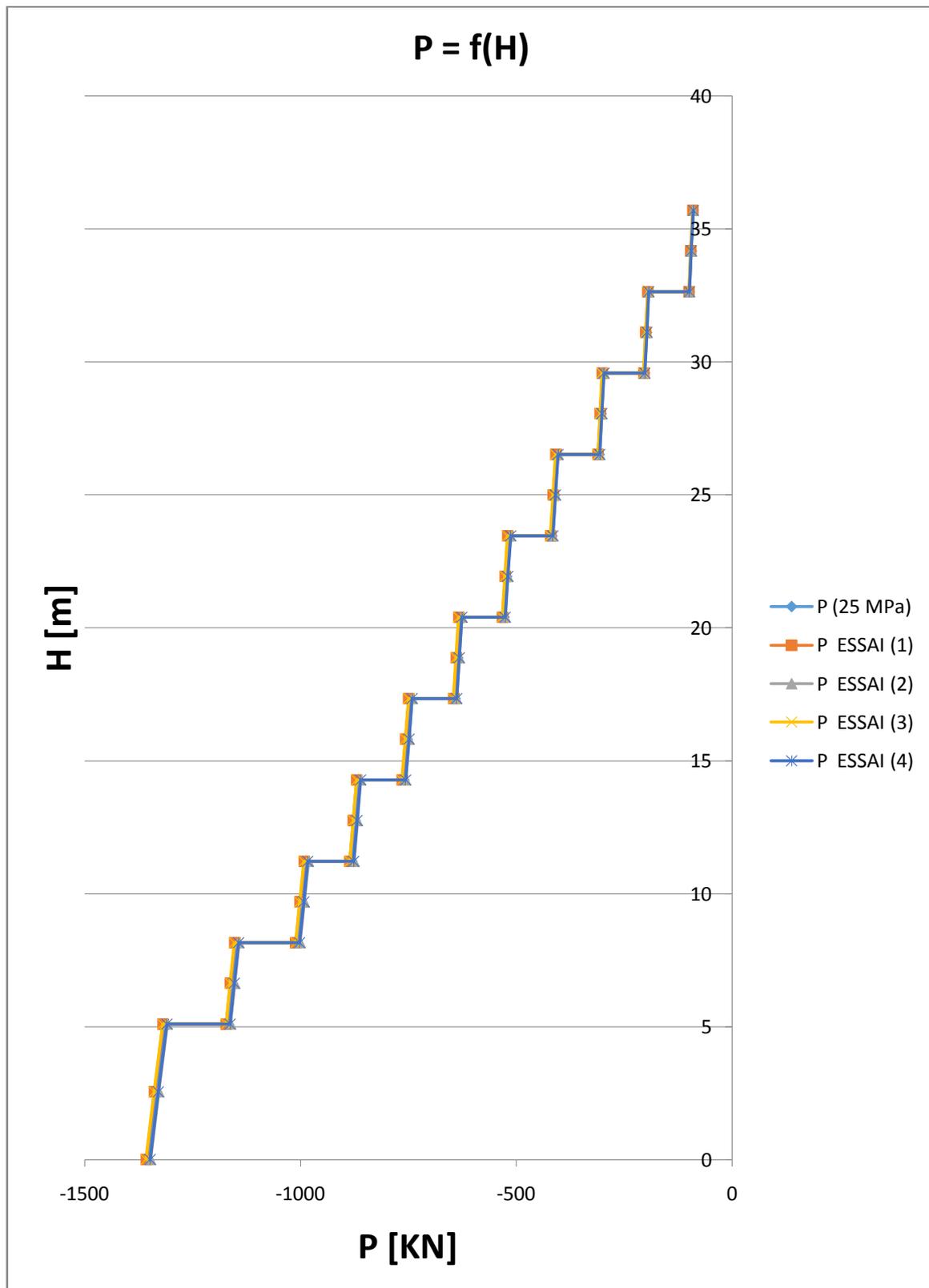


Figure 5.20 Comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes variantes

Interprétation des résultats : Ce graphique représente une comparaison des résultats pour les efforts normaux pour les différentes variantes, On remarque une légère différence.

✓ Avec la combinaison : $0.8G + Ex$

	Station	M2 Variante n°1	M2 Variante n°2	M2 Variante n°3	M2 Variante n°4	M2 Variante n°5
Sous-sol	0	-0.3613	-0.3553	-0.3404	-0.3548	-0.3642
	L/2	-0.4893	-0.4871	-0.4739	-0.4878	-0.4865
	L	-0.0329	-0.028	0.0213	-0.0349	-0.0182
RDC	0	0.0153	0.0205	-0.0338	-0.047	0.0901
	L/2	0.2307	0.2247	0.1809	0.2255	0.2421
	L	2.183	2.1746	2.0408	2.0905	2.3024
E 1	0	4.7106	4.7842	4.9709	4.6328	4.8374
	L/2	0.3733	0.4147	0.4332	0.3615	0.3878
	L	4.3259	4.478	4.6852	4.2184	4.4901
E 2	0	4.3836	4.2979	4.665	4.285	4.5286
	L/2	0.2148	0.2002	0.2119	0.2141	0.2185
	L	3.8703	3.7667	4.1619	3.7847	4.0096
E 3	0	6.4108	6.2718	6.6956	6.2804	6.6069
	L/2	0.2162	0.2218	0.225	0.2136	0.2216
	L	4.8617	4.7586	5.1788	4.7732	5.0224
E 4	0	5.4636	5.3944	5.6731	5.3558	5.6253
	L/2	0.1645	0.164	0.1724	0.1653	0.1663
	L	3.7769	3.7185	4.0174	3.7251	3.8883
E 5	0	6.6728	6.6057	6.898	6.5427	6.8658
	L/2	0.1382	0.1357	0.1447	0.1394	0.1382
	L	3.6453	3.5956	3.8773	3.5986	3.7536
E 6	0	6.978	6.9225	7.1875	6.8327	7.1869
	L/2	0.0942	0.0945	0.0993	0.0957	0.0948
	L	3.7143	3.6685	3.9569	3.6784	3.8182
E 7	0	5.242	5.2072	5.3823	5.1482	5.3798
	L/2	0.0436	0.0439	0.0465	0.0466	0.0418
	L	2.374	2.3461	2.5382	2.3699	2.4257
E 8	0	5.7916	5.759	5.929	5.69	5.9383
	L/2	0.1692	0.1672	0.177	0.1725	0.1677
	L	1.6419	1.6176	1.7862	1.6421	1.6847
E 9	0	6.0682	6.0337	6.2057	5.9796	6.2019
	L/2	0.2904	0.288	0.3059	0.2999	0.2851
	L	2.395	2.363	2.587	2.431	2.415

Tableau 5.16 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

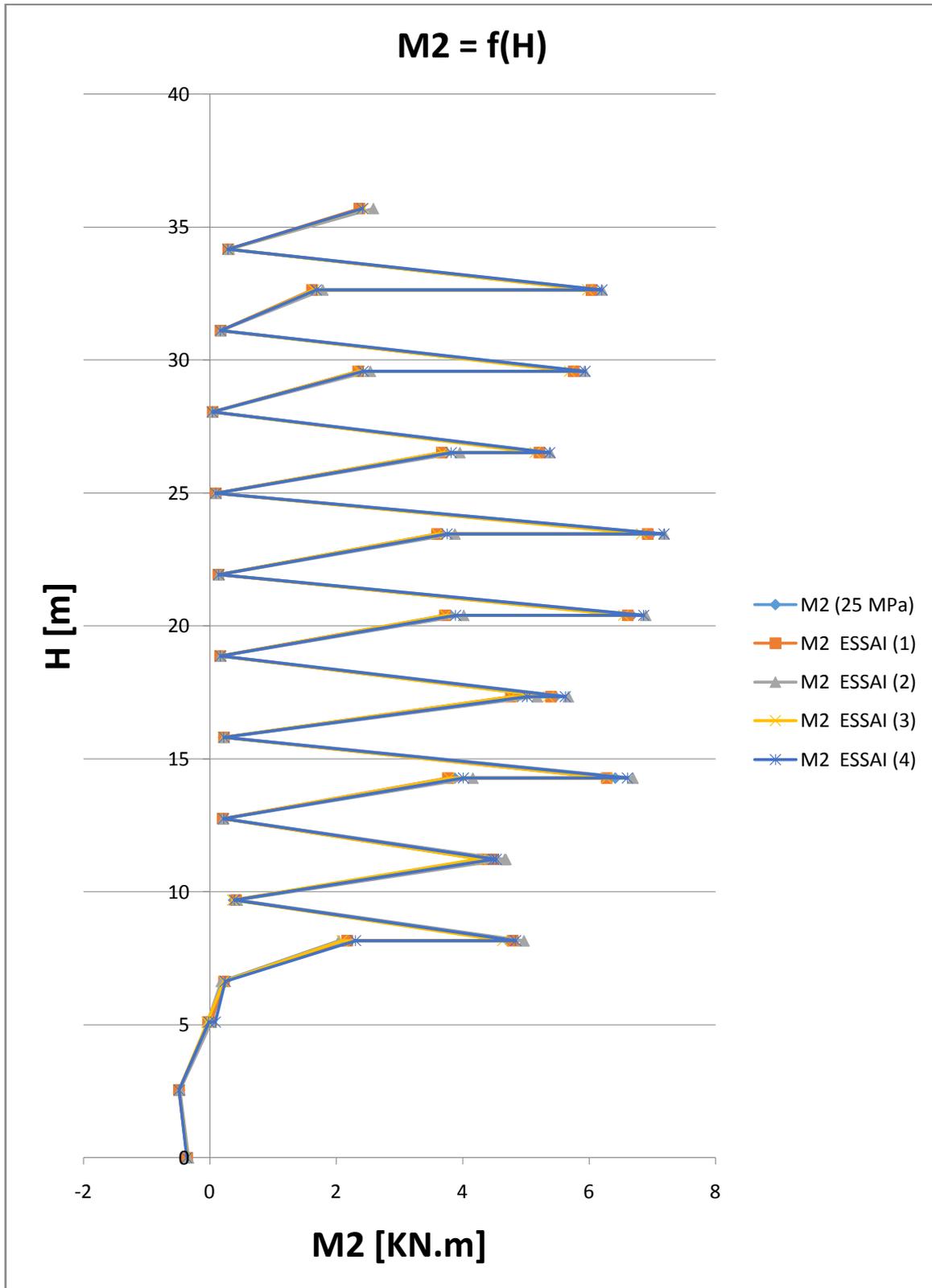


Figure 5.21 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes, On remarque une légère différence.

✓ Avec la combinaison : $G + Q + 1.2 Ex$

	Station	M2 Variante n°1	M2 Variante n°2	M2 Variante n°3	M2 Variante n°4	M2 Variante n°5
Sous-sol	0	-0.5786	-0.5704	-0.5544	-0.5693	-0.5836
	L/2	-0.7737	-0.771	-0.7555	-0.7719	-0.7702
	L	-0.2675	-0.2626	-0.202	-0.2713	-0.2483
RDC	0	-0.2171	-0.2095	-0.2793	-0.2897	-0.1296
	L/2	0.1798	0.172	0.123	0.1734	0.1937
	L	2.6611	2.6484	2.4996	2.5475	2.807
E 1	0	5.7152	5.8051	6.0261	5.624	5.8648
	L/2	0.4903	0.5397	0.5649	0.4748	0.5092
	L	5.2134	5.3938	5.6514	5.0795	5.4158
E 2	0	5.2606	5.1595	5.5935	5.145	5.4317
	L/2	0.2434	0.2264	0.2408	0.243	0.2474
	L	4.6152	4.4903	4.9718	4.5109	4.7845
E 3	0	7.7953	7.6278	8.1311	7.6388	8.0305
	L/2	0.2571	0.2628	0.2685	0.2539	0.2634
	L	5.7268	5.602	6.1154	5.6208	5.9199
E 4	0	6.6675	6.5855	6.9134	6.537	6.8622
	L/2	0.187	0.1863	0.1972	0.1882	0.1889
	L	4.4003	4.3288	4.6957	4.3396	4.5327
E 5	0	8.1886	8.1094	8.4519	8.0295	8.4228
	L/2	0.1599	0.1565	0.1679	0.1615	0.1595
	L	4.1811	4.1196	4.4671	4.1286	4.3079
E 6	0	8.612	8.5476	8.8555	8.433	8.867
	L/2	0.1024	0.1025	0.1091	0.1043	0.103
	L	4.1974	4.1398	4.4976	4.1593	4.3176
E 7	0	6.4914	6.4515	6.6536	6.3756	6.6597
	L/2	0.0366	0.0368	0.0405	0.0403	0.0344
	L	2.6164	2.5808	2.8203	2.6148	2.6754
E 8	0	7.1816	7.1448	7.3391	7.0556	7.3613
	L/2	0.2215	0.219	0.231	0.2258	0.2195
	L	1.7757	1.7438	1.9565	1.7805	1.8226
E 9	0	7.6196	7.5809	7.7761	7.5081	7.7846
	L/2	0.2559	0.253	0.275	0.2673	0.2496
	L	2.3511	2.31	2.591	2.3996	2.3707

Tableau 5.17 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de L_a résistance en béton à 28 jours

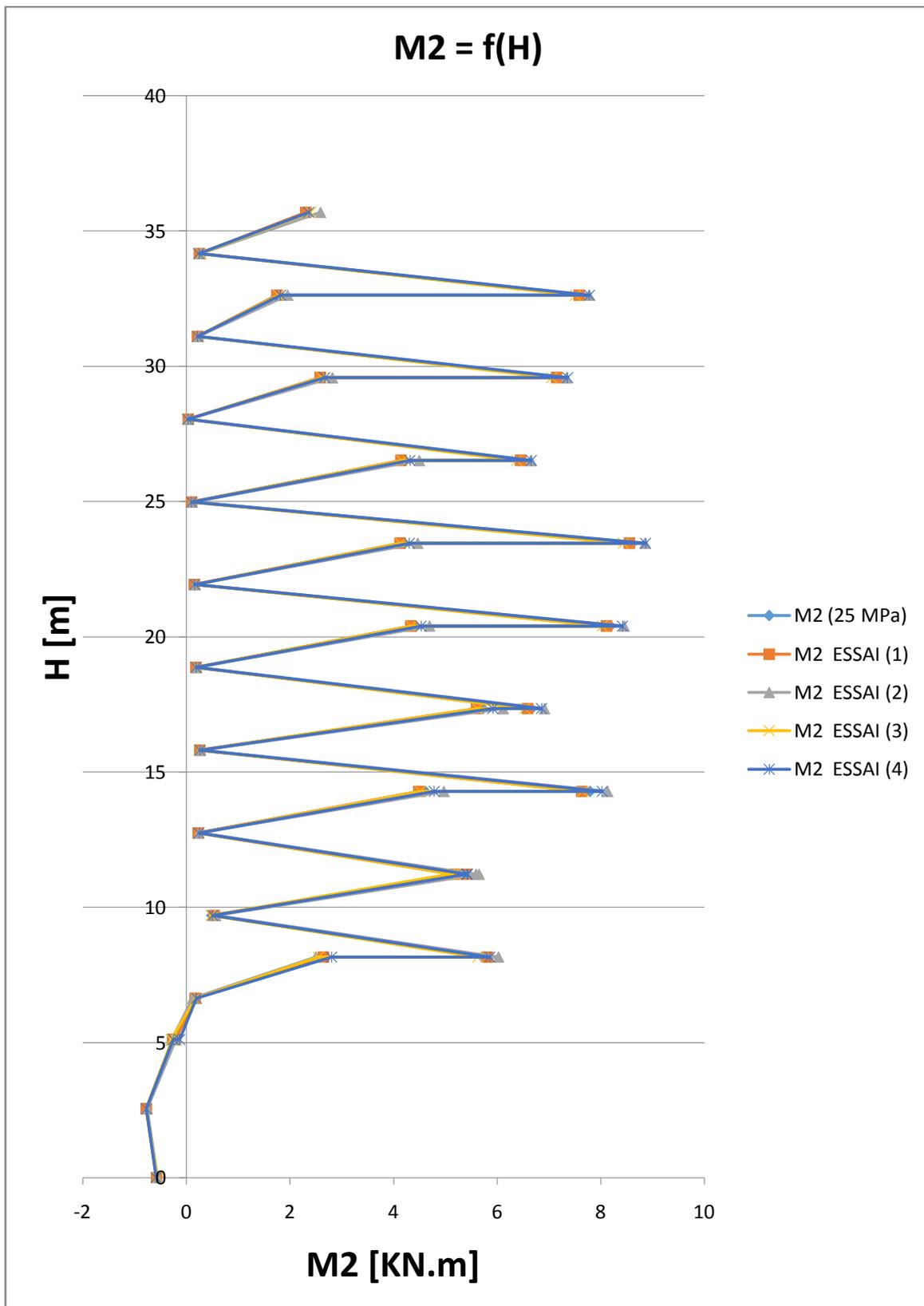


Figure 5.22 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes. On remarque une légère différence.

✓ Avec la combinaison 0.8G + Ex :

	Station	M3 Variante n°1	M3 Variante n°2	M3 Variante n°3	M3 Variante n°4	M3 Variante n°5
Sous-sol	0	16.4743	16.5306	16.5418	17.1258	15.99
	L/2	7.6595	7.6875	7.6916	7.9792	7.4282
	L	29.8933	30.0026	30.0186	31.1409	28.9907
RDC	0	60.8775	61.0939	61.0354	61.7303	60.627
	L/2	21.141	21.3771	21.3777	22.1811	20.3474
	L	13.9746	13.7249	13.7896	12.6602	15.4101
E 1	0	67.8565	68.9043	68.9287	68.1902	68.2286
	L/2	8.0045	8.0825	6.6391	8.5464	7.5794
	L	48.5188	49.3408	52.7563	47.5792	49.9366
E 2	0	54.1254	54.1881	56.0531	54.2513	54.5682
	L/2	3.1387	3.4757	3.0658	3.3244	2.9888
	L	48.8799	47.3931	51.6975	48.4594	49.8042
E 3	0	59.3486	58.9482	61.3855	59.4175	59.8957
	L/2	2.9238	2.8615	3.0168	3.0412	2.8289
	L	59.0752	58.0747	61.7494	58.8314	59.9433
E 4	0	44.2508	44.0781	45.6992	44.3965	44.5621
	L/2	2.6049	2.5617	2.6789	2.7246	2.5105
	L	46.4267	45.9562	48.311	46.4286	46.9149
E 5	0	45.4824	45.3422	46.9154	45.7131	45.7218
	L/2	1.9884	1.9963	1.9987	2.0958	1.9005
	L	46.4645	46.1025	48.2397	46.4513	46.9656
E 6	0	42.2711	42.207	43.4973	42.4782	42.4992
	L/2	2.5806	2.5683	2.6575	2.7069	2.4825
	L	47.1779	46.8824	48.8645	47.2108	47.6321
E 7	0	26.9565	26.9514	27.6672	27.2196	26.9686
	L/2	1.722	1.7149	1.776	1.811	1.6527
	L	30.9515	30.7946	31.9746	31.0883	31.1271
E 8	0	24.5841	24.6039	25.1856	24.9391	24.4817
	L/2	0.8737	0.8746	0.8928	0.9175	0.8391
	L	27.7176	27.5924	28.5749	27.8181	27.8855
E 9	0	20.9939	21.0249	21.4812	21.4725	20.7395
	L/2	1.8892	1.8832	1.946	1.9916	1.8096
	L	26.7914	26.657	27.6174	27.0944	26.7538

Tableau 5.18 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de La résistance en béton à 28 jours

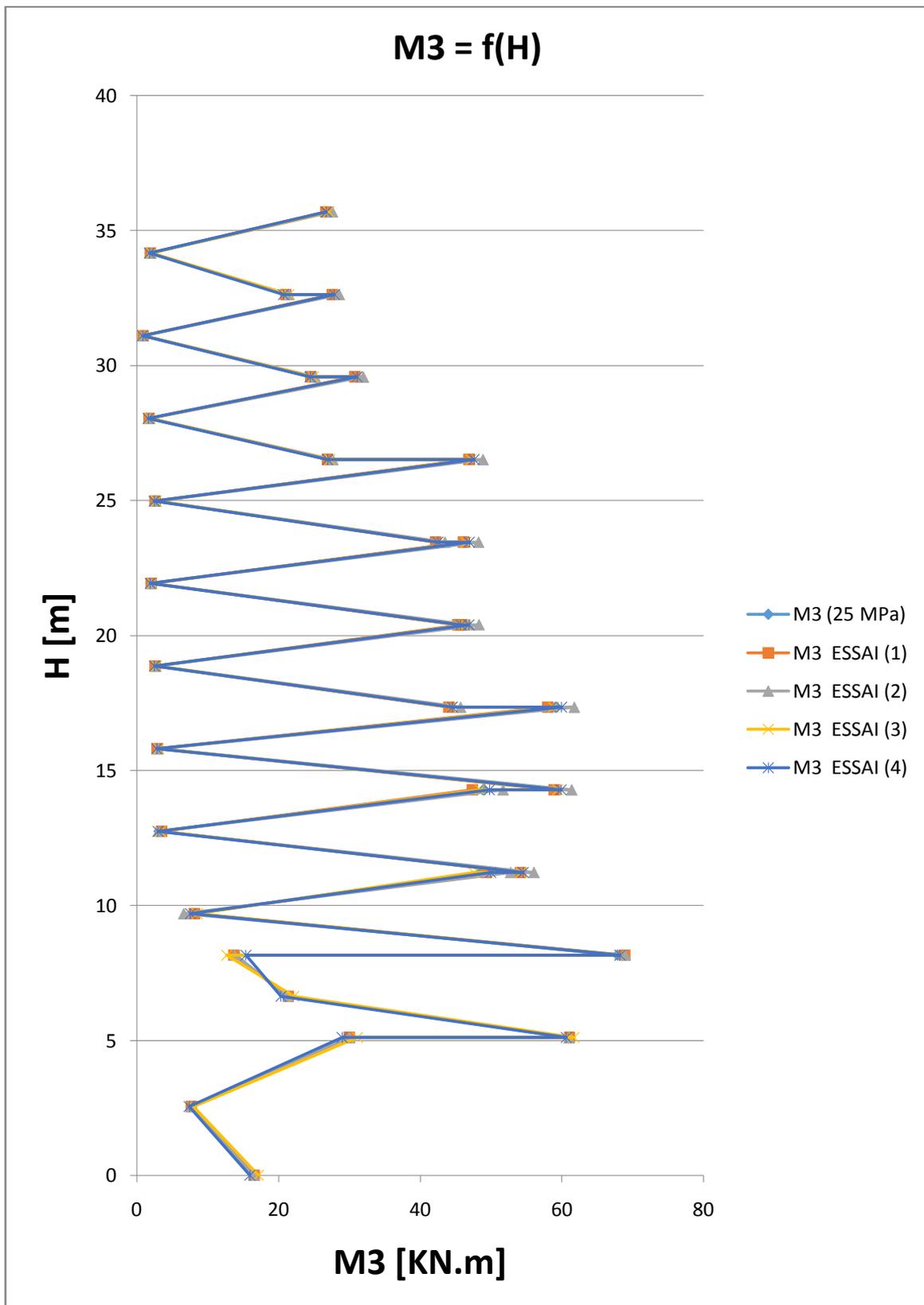


Figure 5.23 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes. On remarque une légère différence.

✓ Avec la combinaison : $G + Q + 1.2 Ex$

	Station	M3 Variante n°1	M3 Variante n°2	M3 Variante n°3	M3 Variante n°4	M3 Variante n°5
Sous-sol	0	20.7719	20.841	20.859	21.563	20.181
	L/2	8.6644	8.6972	8.6997	9.0431	8.392
	L	33.8152	33.9432	33.953	35.2933	32.7521
RDC	0	76.4009	76.665	76.5516	77.4526	76.0706
	L/2	25.431	25.715	25.7472	26.6803	24.4776
	L	13.5454	13.2425	13.4262	11.942	15.2953
E 1	0	83.8594	85.1298	85.2592	84.279	84.2857
	L/2	9.9719	10.0599	8.3738	10.6253	9.4588
	L	56.5241	57.4861	61.5765	55.3835	58.2393
E 2	0	65.8062	65.8702	68.0999	65.9681	66.3261
	L/2	3.6688	4.0695	3.5765	3.889	3.4917
	L	57.6049	55.8246	60.9961	57.0842	58.731
E 3	0	72.4812	72.0045	74.9195	72.5873	73.1131
	L/2	3.4875	3.4125	3.6011	3.6272	3.375
	L	69.5854	68.3803	72.8042	69.2668	70.6542
E 4	0	54.0126	53.8096	55.7406	54.2095	54.3633
	L/2	3.0917	3.0393	3.1812	3.2331	2.9807
	L	54.732	54.1622	57.0047	54.7078	55.3451
E 5	0	55.5936	55.4324	57.2992	55.9008	55.8497
	L/2	2.4016	2.4107	2.4145	2.5307	2.296
	L	54.7737	54.3316	56.919	54.7278	55.4061
E 6	0	51.7316	51.6639	53.1854	52.0144	51.9699
	L/2	3.0692	3.054	3.1622	3.2182	2.9539
	L	55.5522	55.1874	57.5952	55.5523	56.1377
E 7	0	33.0459	33.0471	33.8856	33.392	33.0297
	L/2	2.046	2.0372	2.1113	2.1506	1.965
	L	36.4028	36.2068	37.6448	36.5322	36.6487
E 8	0	30.2317	30.2642	30.9379	30.695	30.0712
	L/2	1.073	1.074	1.0962	1.1266	1.0307
	L	32.5796	32.4203	33.6243	32.6648	32.8171
E 9	0	25.9372	25.9842	26.5046	26.5551	25.5881
	L/2	2.2088	2.2012	2.2775	2.3263	2.1182
	L	31.2885	31.117	32.2982	31.598	31.2974

Tableau 5.19 Les sollicitations (moments fléchissant) du poteau en fonction de L_a résistance en béton à 28 jours

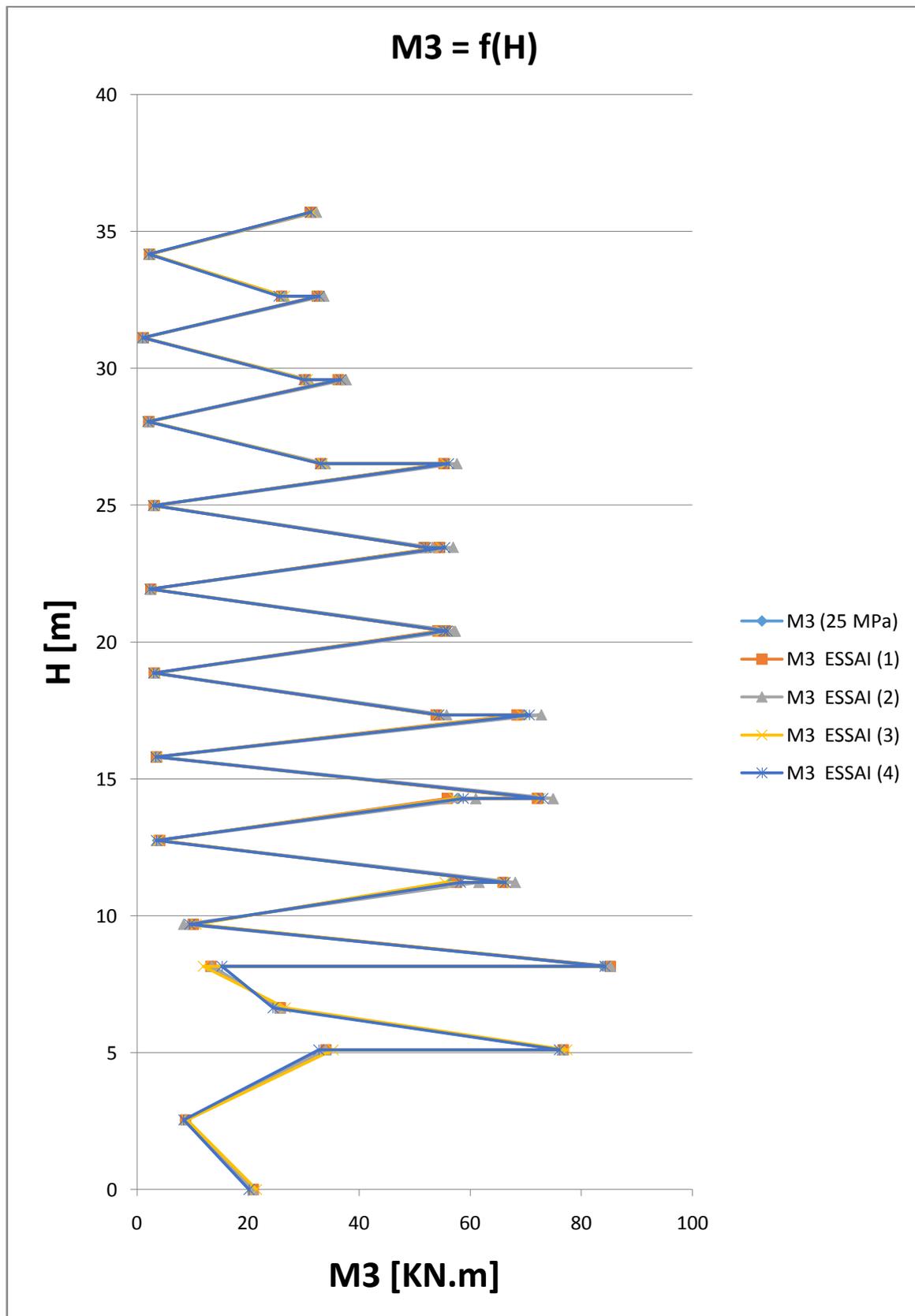


Figure 5.24 Comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes

Interprétation des résultats : Ce graphe représente une comparaison des résultats pour les moments pour les différentes variantes. On remarque une légère différence.

5.3.4. Pour Les poutres secondaires :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire la plus sollicitée qui se situe au 5^{ème} étage de l'axe (c) entre l'axe (3-4).

En appui :

Fc 28	combinaisons	20	22	25	30	40
M (KN. m)	(G+Q+Ey)	110.680	111.483	112.120	114.581	116.893
M (KN. m)	(0.8G+Ey)	100,18	100,65	101,93	104,02	106,30
M (KN. m)	(ELU)	39,22	39,22	39,22	39,22	39,22
M (KN. m)	(ELS)	28,45	28,45	28,45	28,45	28,45
Tu max	(G+Q+Ey)	166.229	167.42	168.37	172.034	175.475

Tableau 5.20 Les sollicitations (moments fléchissant) de la poutre secondaire En appui

En travée :

Fc 28	combinaisons	20	22	25	30	40
M (KN. m)	(G+Q+Ey)	98.615	99.330	99.897	102.087	104.145
M (KN. m)	(0.8G+Ey)	89,10	89,58	90,66	92,52	94,55
M (KN. m)	(ELU)	35,05	35,05	35,05	35,05	35,05
M (KN. m)	(ELS)	25,41	25,41	25,41	25,41	25,41
Tu max	(G+Q+Ey)	166.229	167.42	168.37	172.034	175.475

Tableau 5.21 Les sollicitations (moments fléchissant) de la poutre secondaire En travée

Interprétation des résultats : Ces tableaux représentent les différentes sollicitations de la poutre secondaire en appui et en travée, on remarque une légère augmentation en fonction $f_c 28$ dans les sollicitations avec les combinaisons sismique.

5.4. Les réactions à la base :

F_{c28} [MPa]	Les combinaisons	FX [KN]	FY [KN]	FZ [KN]	MX KN.m	MY KN.m	MZ KN.m
20	G+Q+1.2Ex	2839.661	23.569	60668.6	517923.0142	925895.53	24372.183
	G+Q+1.2Ey	211.753	4017.328	60750.837	614159.1305	871267.08	52217.3947
22	G+Q+1.2Ex	2868.802	23.76	60668.662	517928.0677	926495.26	24592.6097
	G+Q+1.2Ey	212.426	4035.339	60751.169	614710.8337	871272.43	52430.9822
25	G+Q+1.2Ex	2904.921	24.102	60668.744	517937.2	927247.3	24866.8554
	G+Q+1.2Ey	214.272	4084.392	60751.624	616210.663	871279.43	53012.6124
30	G+Q+1.2Ex	2964.857	24.679	60668.859	517952.5797	928568.48	25334.0434
	G+Q+1.2Ey	217.285	4165.077	60752.268	618667.7576	871289.54	53970.4366
40	G+Q+1.2Ex	3039.613	25.355	60669.038	517970.5469	930227.31	25919.1198
	G+Q+1.2Ey	220.563	4253.257	60753.321	621339.419	871305.97	55016.813

Tableau 5.22 Les efforts à la base

Interprétation des résultats : Ce tableau représente les efforts à la base, on remarque une augmentation de valeur dans les réactions à la base en fonction de la résistance du béton.

5.5. Conclusion :

Après tous ces essais qui se concentrent sur les variations de résistance à la compression du béton on a remarqué une petite différence sur la période, le facteur de participation massique, l'accélération sismique, la réaction à la base, le moment fléchissant dans les éléments horizontaux et verticaux, les forces normales sur les poteaux, donc on conclut qu'il n'y a pas une grande influence sur la structure lors de la variation de la résistance du béton.

Chapitre 6
Étude des éléments
structuraux

6. ÉTUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

6.2. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, et soumis à un effort normal « N » et a un moment de flexion « M_f » dans les deux sens longitudinal et transversal.

- **Combinaisons des charges :**

« 1^{er} genre BAEL91 » Combinaisons fondamentales :

$1,35xG + 1,5Q$ ELU.

$G + Q$ ELS.

Combinaisons accidentelles : « 2^{ème} genre » RPA 99 V2003

$G + Q \pm 1.2 E$

- **Vérification spécifique sous sollicitations normales :**

Il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA 99 v2003 avant de calculer le ferrailage, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{RPA99 v2003.}$$

Avec :

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La vérification des poteaux sous sollicitations normales est faite par la combinaison sismique

$(G + Q \pm 1.2E)$ est représenté dans le tableau suivant :

f_{c28}	20	22	25	30	40
N_d	1353,85	1353,70	1353,50	1353,19	1352,75
B_c	(55*55)	(55*55)	(55*55)	(55*55)	(55*55)
v	0,22	0,20	0,17	0,14	0,11
v ≤ 0,3	CV	CV	CV	CV	CV

Tableau 6.1 La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique

• **Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \tau_{bu}$$

Avec τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \dots \dots \text{RPA 99V2003.}$$

Avec: $\rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5$.

$\rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left[\frac{l_f}{l_a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right] \dots \dots \dots \text{RPA99 v2003.}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f(\text{soussol}) = 3,57\text{m}$$

$$l_f(\text{RDC} + \text{etagecourant}) = 2,142\text{m}$$

$$l_f(\text{buanderie}) = 1,75\text{m}$$

• **Pour $f_{c28} = 20\text{MPa}$**

f_{c28}	poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
20	Sous-sol (55*55)	12,17	0,0702	6,49	0,075	1,5	CV
	RDC (50*50)	32,70	0,145	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 1 (50*50)	47,50	0,211	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 2 (45*45)	40,98	0,224	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 3 (45*45)	46,88	0,257	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 4 (40*40)	35,58	0,246	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 5 (40*40)	35,77	0,248	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 6 (40*40)	34,51	0,239	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 7 (35*35)	22,19	0,201	6,12	0,075	1,5	CV
	Etage 8 (35*35)	19,73	0,178	6,12	0,075	1,5	CV
Etage 9 (35*35)	18,14	0,164	6,12	0,075	1,5	CV	

Tableau 6.2 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

• **Pour $f_{c28} = 22\text{MPa}$**

f_{c28}	poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
22	Sous-sol (55*55)	12,28	0,045	6,49	0,075	1,5	CV
	RDC (50*50)	33	0,146	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 1 (50*50)	47,97	0,213	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 2 (45*45)	41,41	0,227	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 3 (45*45)	47,36	0,259	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 4 (40*40)	35,95	0,249	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 5 (40*40)	36,14	0,250	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 6 (40*40)	34,87	0,249	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 7 (35*35)	22,43	0,203	6,12	0,075	1,5	CV
	Etage 8 (35*35)	19,94	0,180	6,12	0,075	1,5	CV
Etage 9 (35*35)	18,33	0,166	6,12	0,075	1,5	CV	

Tableau 6.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$**

f_{c28}	poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρd	τ_{bu}	Observation
25	Sous-sol (55*55)	15,12	0,055	6,49	0,075	1,5	CV
	RDC (50*50)	42,12	0,187	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 1 (50*50)	60,51	0,268	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 2 (45*45)	52,33	0,287	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 3 (45*45)	61,72	0,338	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 4 (40*40)	48,01	0,334	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 5 (40*40)	50,28	0,349	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 6 (40*40)	50,28	0,354	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 7 (35*35)	34,72	0,314	6,12	0,075	1,5	CV
	Etage 8 (35*35)	34,72	0,303	6,12	0,075	1,5	CV
Etage 9 (35*35)	34,72	0,315	6,12	0,075	1,5	CV	

Tableau 6.4 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28} = 30\text{ MPa}$**

f_{c28}	poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρd	τ_{bu}	Observation
30	Sous-sol (55*55)	12,66	0,051	6,49	0,075	1,5	CV
	RDC (50*50)	33,96	0,150	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 1 (50*50)	49,55	0,220	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 2 (45*45)	42,83	0,235	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 3 (45*45)	49,03	0,269	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 4 (40*40)	37,23	0,258	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 5 (40*40)	37,42	0,259	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 6 (40*40)	36,08	0,250	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 7 (35*35)	23,17	0,210	6,12	0,075	1,5	CV
	Etage 8 (35*35)	20,59	0,186	6,12	0,075	1,5	CV
Etage 9 (35*35)	18,9	0,171	6,12	0,075	1,5	CV	

Tableau 6.5 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 30\text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28} = 40\text{ MPa}$**

f_{c28}	poteaux	V (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρd	τ_{bu}	Observation
40	Sous-sol (55*55)	12,95	0,0475	6,49	0,075	1,5	CV
	RDC (50*50)	34,71	0,154	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 1 (50*50)	50,77	0,225	4,28	0,04	0,8	CV
	Etage 2 (45*45)	43,95	0,239	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 3 (45*45)	50,36	0,276	4,76	0,04	0,8	CV
	Etage 4 (40*40)	38,25	0,265	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 5 (40*40)	38,44	0,266	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 6 (40*40)	37,01	0,257	5,35	0,075	1,5	CV
	Etage 7 (35*35)	23,73	0,215	6,12	0,075	1,5	CV
	Etage 8 (35*35)	21,06	0,191	6,12	0,075	1,5	CV
Etage 9 (35*35)	19,32	0,175	6,12	0,075	1,5	CV	

Tableau 6.6 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes pour $f_{c28} = 40\text{ MPa}$

Interprétation des résultats : On remarque que toutes les conditions sont vérifiées sur toutes les variantes ($f_{c28} = (20, 22, 25, 30, 40)\text{ MPa}$).

• **Calcul du ferrailage longitudinal :**

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II.

Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone II).

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

• **Calcul de ferrailage des poteaux :**

• **Résultats des sollicitations des poteaux :**

• **Pour $f_{c28}=20 \text{ MPa}$:**

Sections (cm ²)	ELU			G + Q \pm 1.2 E			0,8 G \pm Q		
	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]
(55*55)	1903,01	17,43	5,10	1001,62	51,16	7,64	650,50	38,91	7,45
(50*50)	1642,98	27,19	17,48	844,25	82,39	34,31	562,47	64,40	31,61
(45*45)	1237,98	29,95	18,81	601,05	94,92	33,51	415,18	74,89	30,58
(40*40)	905,46	32,63	20,52	412,37	80,44	23,40	283,50	62,60	22,77
(35*35)	439,23	34,14	20,86	185,16	56,84	11,94	127,68	43,08	12,03

Tableau 6.7 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=20 \text{ MPa}$

• **Pour $f_{c28}=22 \text{ MPa}$:**

Sections (cm ²)	ELU			G + Q \pm 1.2 E			0,8 G \pm Q		
	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]
(55*55)	1903,01	17,43	5,10	1001,45	51,57	7,76	650,36	39,25	7,55
(50*50)	1642,98	27,19	17,48	844,12	83,05	34,81	562,36	64,96	32,03
(45*45)	1237,98	29,95	18,81	600,90	95,70	34,02	415,06	75,54	31,00
(40*40)	905,46	32,63	20,52	412,18	81,05	23,79	283,35	63,10	22,30
(35*35)	439,23	34,14	20,86	185,02	57,18	12,19	127,58	43,36	12,24

Tableau 6.8 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=22 \text{ MPa}$

• **Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$:**

Sections (cm ²)	ELU			G + Q \pm 1.2 E			0,8 G \pm Q		
	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]
(55*55)	1903,01	17,43	5,10	1001,26	52,08	7,90	650,19	39,67	7,67
(50*50)	1642,98	27,19	17,48	843,98	83,87	35,43	562,23	65,64	32,55
(45*45)	1237,98	29,95	18,81	600,72	96,68	34,65	414,91	76,36	31,53
(40*40)	905,46	32,63	20,52	411,94	81,80	24,28	283,15	63,73	22,71
(35*35)	439,23	34,14	20,86	184,84	57,59	12,49	127,41	43,70	12,49

Tableau 6.9 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$:**

Sections (cm ²)	ELU			G + Q ± 1.2 E			0,8 G ± Q		
	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]
(55*55)	1903,01	17,43	5,10	1001,03	52,92	8,15	650,01	40,37	7,88
(50*50)	1642,98	27,19	17,48	843,85	85,23	36,47	562,14	66,77	33,41
(45*45)	1237,98	29,95	18,81	600,42	98,38	35,75	414,66	77,78	32,45
(40*40)	905,46	32,63	20,52	411,52	83,07	25,12	282,80	64,78	23,41
(35*35)	439,23	34,14	20,86	184,53	58,19	12,97	127,15	44,21	12,89

Tableau 6.10 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28}=30 \text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28}=40 \text{ MPa}$:**

Sections (cm ²)	ELU			G + Q ± 1.2 E			0,8 G ± Q		
	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]	Nmax [KN]	Mmax [KN]	Tmax [KN]
(55*55)	1903,01	17,43	5,10	1000,78	53,96	8,45	649,80	41,24	8,13
(50*50)	1642,98	27,19	17,48	843,76	86,91	37,76	562,06	68,18	34,48
(45*45)	1237,98	29,95	18,81	600,04	100,52	37,14	414,34	79,56	33,60
(40*40)	905,46	32,63	20,52	410,98	84,64	26,17	282,35	66,09	24,29
(35*35)	439,23	34,14	20,86	184,13	58,94	13,56	126,81	44,83	13,37

Tableau 6.11 Résultats des sollicitations des poteaux Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Interprétation des résultats : On remarque qu'à L'ELU toutes les sollicitations sont égaux pour toutes les variantes ($f_{c28}=20,22,25,30,40 \text{ MPa}$), tandis que pour les combinaisons sismiques on remarque une faible différence.

- **Ferraillage des poteaux :**

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est le plus sollicité.

- **Les armatures longitudinales :**

Le calcul du ferraillage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$b = 0,55 \text{ m}$$

$$h = 0,55 \text{ m}$$

$$d = 0,50 \text{ m}, \quad d' = 0,055 \text{ m}$$

$$\sigma_{sc} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$\{ N_U = 1903,01 \text{ KN}$$

$$\{ M_U = 17,43 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{17,43}{1903,01} = 0,009 \text{ m}$$

$$e_a = 0,229 \text{ cm} \Rightarrow M_A = N_U \times e_a = 0,435 \text{ MN.m}$$

• **Vérification des conditions :**

$$\begin{cases} (d - d')N_U - M_A = 0,4118 \dots \dots \dots \text{I} \\ \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{d}\right) b \cdot d^2 \cdot f_{bc} = 0,438 \dots \dots \dots \text{II} \\ \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{d'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 0,548 \dots \dots \dots \text{III} \end{cases}$$

$I < II \Rightarrow$ section partiellement tendu ou comprimé avec les armatures inférieurs tendues.

$\mu_U = 0,2284$

$\mu_u < \mu_R$

$A_2 = 0$

$\alpha = 0,328$

$Z = 0,429$

$A = 0,0001025 \text{ m}^2$

D'après le RPA 99/version 2003

$A_{min} = A_s > 0,8\% \times b \times h = 24,2 \text{ cm}^2$

Armatures maximales :

D'après le RPA 99/version 2003

$A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} < 4\% \text{ en zone courante}$

$A_{max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\% \text{ en zone de recouvrement}$

Donc on adopte le ferrailage suivant :

$A_{st} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

Vue le nombre important des poteaux à étudier nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau [55*55] cm². Le reste des calculs est présenté dans le tableau qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales sur chaque type de poteau.

On garde toujours **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

Niveau	SECTION cm ²	A _{min} RPA cm ²	A _{max} RPA zone Courante cm ²	A _{max} RPA zone de Recouvrement cm ²	A calculer cm ²	ferrailage	
						Section choisit	A choisit cm ²
SS	55*55	24.2	121	181.5	1,03	4T20+8T14	24,89
RDC	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
1	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
2	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
3	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
4	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
5	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
6	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
7	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
8	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
9	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32

Tableau 6.12 Ferrailage longitudinales des poteaux **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

- **Pour $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$**

niveau	SECTION cm ²	A_{\min} RPA cm ²	A_{\max} RPA zone Courante cm ²	A_{\max} RPA zone de Recouvrement cm ²	A calculer cm ²	ferrailage	
						Section choisit	A choisit cm ²
SS	55*55	24.2	121	181.5	1,04	4T20+8T14	24,89
RDC	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
1	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
2	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
3	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
4	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
5	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
6	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
7	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
8	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
9	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32

Tableau 6.13 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$**

niveau	SECTION cm ²	A_{\min} RPA cm ²	A_{\max} RPA zone Courante cm ²	A_{\max} RPA zone de Recouvrement cm ²	A calculer cm ²	ferrailage	
						Section choisit	A choisit cm ²
SS	55*55	24.2	121	181.5	1,03	4T20+8T14	24,89
RDC	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
1	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
2	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
3	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
4	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
5	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
6	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
7	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
8	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
9	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32

Tableau 6.14 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 22 \text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$**

niveau	SECTION cm ²	A_{\min} RPA cm ²	A_{\max} RPA zone Courante cm ²	A_{\max} RPA zone de Recouvrement cm ²	A calculer cm ²	ferrailage	
						Section choisit	A choisit cm ²
SS	55*55	24.2	121	181.5	1,02	4T20+8T14	24,89
RDC	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
1	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
2	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
3	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
4	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
5	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
6	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
7	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
8	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
9	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32

Tableau 6.15 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

- **Pour $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$**

niveau	SECTION cm ²	A_{\min} RPA cm ²	A_{\max} RPA zone Courante cm ²	A_{\max} RPA zone de Recouvrement cm ²	A calculer cm ²	ferrailage	
						Section choisit	A choisit cm ²
SS	55*55	24.2	121	181.5	1,04	4T20+8T14	24,89
RDC	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
1	50*50	20	100	150	0,83	4T16+8T14	20,36
2	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
3	45*45	16.2	81	121.5	0,63	12T14	18,47
4	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
5	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
6	40*40	12.8	64	96	0,46	4T16+4T14	14,2
7	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
8	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32
9	35*35	9.8	49	73.5	0,22	8T14	12,32

Tableau 6.16 Ferrailage longitudinales des poteaux $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Interprétations des résultats : on remarque que le ferrailage de tous les poteaux est le même car on a la section calculé est très faible donc on prend A_{\min} suivant le RPA 99

• **Armatures transversales :**

D'après le RPA99/version2003 :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot t \cdot T_{Umax}}{h \cdot f_e}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \\ f_e = 235 \text{ MPa} \end{cases}$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA99 version 2003 on a :

Zone nodale $t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$

$$t \leq \min(10 \times 1,4, 15cm)$$

On prend : $t = 10cm$

Zone courante $t' \leq 15\phi_l$

On prend : $t' = 15cm$

Recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003 on a :

Zone II : $L_r = 40\phi$

$$\phi = 2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80cm \Rightarrow L_r = 80cm$$

$$\phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64cm \Rightarrow L_r = 65cm$$

$$\phi = 1,4cm \Rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56cm \Rightarrow L_r = 60cm$$

Puisque on a le même effort tranchant (T_{Umax}) avec toutes les variantes ($f_{c28} = 20,22,25,30,40 \text{ MPa}$)

On va présenter les résultats dans le tableau suivant :

Niveau	SECTION cm ²	T_Umax [KN]	λ_g	ρ_a	t [cm]	t'[cm]	A _t [cm ²]	choix
SS	55*55	5,10	6,49	2,5	10	15	0,098	6 ϕ 8
RDC	50*50	17,48	4,28	3,75			0,55	6 ϕ 8
1	50*50	17,48	4,28	3,75			0,55	6 ϕ 8
2	45*45	18,81	4,76	3,75			0,66	6 ϕ 8
3	45*45	18,81	4,76	3,75			0,66	6 ϕ 8
4	40*40	20,52	5,35	2,5			0,54	4 ϕ 8
5	40*40	20,52	5,35	2,5			0,54	4 ϕ 8
6	40*40	20,52	5,35	2,5			0,54	4 ϕ 8
7	35*35	20,86	6,12	2,5			0,63	4 ϕ 8
8	35*35	20,86	6,12	2,5			0,63	4 ϕ 8
9	35*35	20,86	6,12	2,5			0,63	4 ϕ 8

Tableau 6.17 Ferrailage transversale des poteaux

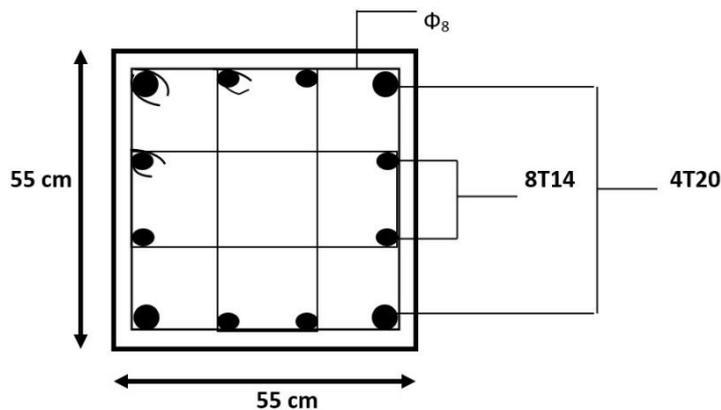


Figure 6.1 Ferrailage des poteaux de Sous-sol (55x55)

6.3. Les poutres principales :

Les poutres sont des éléments structuraux, le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

Selon BAEL 91 : [combinaisons fondamentales]

$$ELU : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

Selon RPA99/2003 : [combinaisons accidentelles]

$$ELA : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

- **Ferraillages des poutres principales :**

D'après le RPA99 version 2003, le ferraillage des poutres doit respecter les recommandations suivantes :

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 40ϕ en zone II.

Exemple d'étude de la poutre principale :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale la plus sollicitée située au niveau de l'axe (3) entre l'axe (C-D) ou plancher 3 étage »

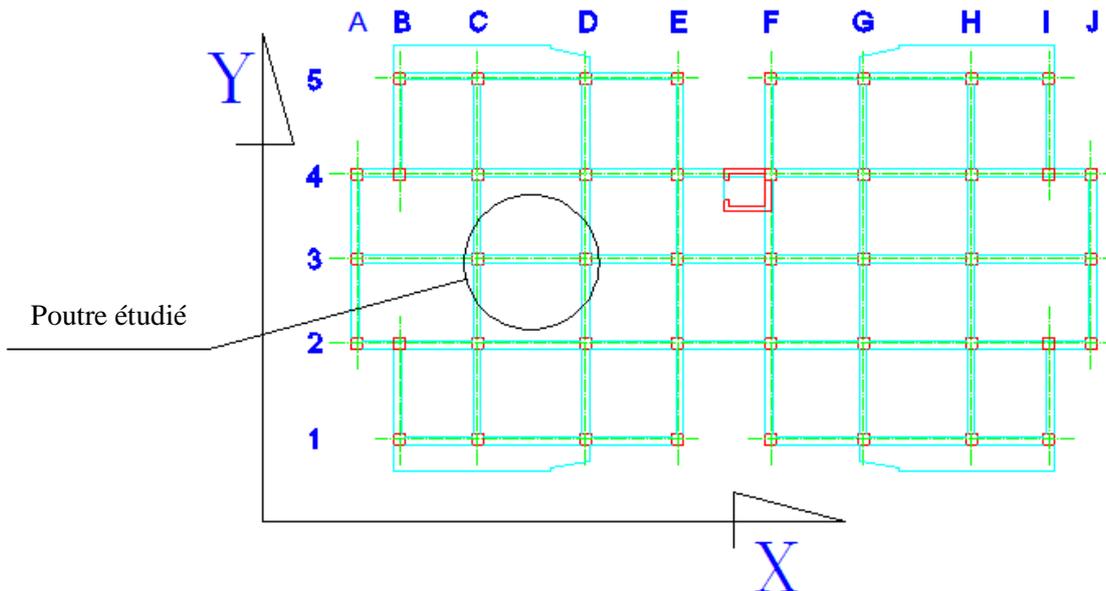


Figure 6.2 L'emplacement de la poutre principale étudié

Les différentes sollicitations :

En travée :

	combinaisons	$f_{c\ 28} = 20\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 22\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 25\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 30\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 40\ \text{MPa}$
M (KN.m)	(G + Q + Ex)	149.806	150.853	151.615	156.249	158.744
M (KN.m)	(0.8G+Ex)	146.230	147.762	149.683	153.05	157.301
M (KN.m)	(ELU)	11.499	11.499	11.499	11.499	11.499
M (KN.m)	(ELS)	8.336	8.336	8.336	8.336	8.336
Tu max	(G + Q + Ex)	165.214	166.079	166.718	170.54	174.114

Tableau 6.18 Les différentes sollicitations de la poutre En travée

En appui :

	combinaisons	$f_{c\ 28} = 20\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 22\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 25\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 30\ \text{MPa}$	$f_{c\ 28} = 40\ \text{MPa}$
M (KN.m)	(G + Q + Ex)	-159.532	-160.467	-161.167	-165.287	-167.515
M (KN.m)	(0.8G + Ex)	-147.316	-148.685	-150.400	-153.413	-157.203
M (KN.m)	(ELU)	-40.335	-40.335	-40.335	-40.335	-40.335
M (KN.m)	(ELS)	-29.257	-29.257	-29.257	-29.257	-29.257
Tu max	(G + Q + Ex)	165.214	166.079	166.718	170.54	174.114

Tableau 6.19 Les différentes sollicitations de la poutre En appui

Interprétation des résultats : On remarque qu'à L'ELU et L'ELS toutes les sollicitations sont égales pour toutes les variantes ($f_{c28}=20,22,25,30,40\ \text{MPa}$), tandis que pour les combinaisons sismiques on remarque une faible différence.

• **Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul du ferrailage est en flexion simple, car la poutre est sollicitée par seulement un moment fléchissant M. avec $f_{c28} = 25\ \text{MPa}$

$$B = 0,30\ \text{m}; h = 0,40\ \text{m}; d = 0,36\ \text{m}; \sigma_{sc} = 347,83\ \text{MPa}; f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = 14,17\ \text{MPa}$$

ELA : (G + Q + E)

En travée :

$$M_{ut} = 151.615\ \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.275 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.412$$

$$Z = 0.3\ \text{m}$$

$$A_{st} = 14.49\ \text{cm}^2$$

on choisit : 6T20 de section 18.85 cm²

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale } A_{st\ min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st\ min} \geq 1.30\ \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{18.85}{4} = 4.71\ \text{cm}^2$$

on choisit : 3T16 de section 6.03cm²

En appui :

$$M_{u \text{ app}} = 161.167 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = 0.292 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.444$$

$$Z = 0.295 \text{m}$$

$$A_{st} = 15.658 \text{ cm}^2$$

on choisit : 6T20 de section 18.85 cm²

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale } A_{stmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{18,85}{4} = 4,71 \text{ cm}^2$$

on choisit : 3T16 de section 6,03cm²

Condition du RPA99/version 2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6.00 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Car on a choisi : $\begin{cases} \text{en travée : 6T20 de section 18.85 cm}^2 \\ \text{en appui : 6T20 de section 18.85 cm}^2 \end{cases}$

ELS :

En travée :

Puisque la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{151.615}{8.336} = 18.18$$

$$\alpha = 0.412 < \frac{18.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 8.84 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{161.167}{29.25} = 5.5$$

$$\alpha = 0.444 < \frac{5.5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 2.5 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{Umax}}{b \times d} = \frac{166.718 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36}$$

$$\tau_u = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armatures transversales :

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35} : \phi_l : \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35} : 2 : \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.14 : 2 : 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4} : 12\phi_l : 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{40}{4} : 12 \times 1.4 : 30 \text{ cm}\right)$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

On prend $S'_t = 15\text{cm}$

D'après le RPA 99 version 2003 :

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 [\text{zone nodale}]$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :

$$A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b \cdot S'_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} : 0.4 \text{ MPa}\right).$$

l'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE24

$$\frac{235.2,01}{30.15} \geq \max\left(\frac{1.54}{2} : 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$1.049 \geq 0.4 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Vérification au glissement :

$$\text{En appui : } T_u - \frac{M_u}{0,9.d} \leq 0$$

$$\text{Avec } \begin{cases} T_u = 166.718 \text{ KN} \\ M_u = 161.167 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -330.711 \leq 0 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

alors il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis

Vérification de la flèche :

d'après le BAEL91, il faut que les conditions soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ avec : } L_{max} : \text{la portée maximale des poutres}$$

$$\text{Dans notre cas on a : } L_{max} = 4,24 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = 0,84 \text{ cm}$$

$$\text{A partir du sap 2000 on a : } f = 0,017 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } f = 0,017 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,84 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

			Armatures longitudinales								Armatures transversales		
			travée				appui						
F_c 28	SECTION [cm ²]	A_{min} RPA [cm ²]	A_{st} calculé [cm ²]	section choisit [cm ²]	A_{st} choisit [cm ²]	A_{st} calculé [cm ²]	section choisit [cm ²]	A_s choisit [cm ²]	St [cm]	St' [cm]	At [cm ²]		
20	30X40	6	A_{st} 15.28	18.85	6T20	A_{st} 16.70	18.85	6T20	10	15	2.01		
22	30X40	6	A_{st} 14.92	15.45	3T20+3T16	A_{st} 16.20	18.85	6T20					
25	30X40	6	A_{st} 14.49	15.45	3T20+3T16	A_{st} 15.65	18.85	6T20					
30	30X40	6	A_{st} 14.45	15.45	3T20+3T16	A_{st} 15.40	15.45	3T20+3T16					
40	30X40	6	A_{st} 14.08	15.45	3T20+3T16	A_{st} 14.97	15.45	3T20+3T16					

Tableau 6.20 Ferrailage longitudinales et transversal de la poutre principale

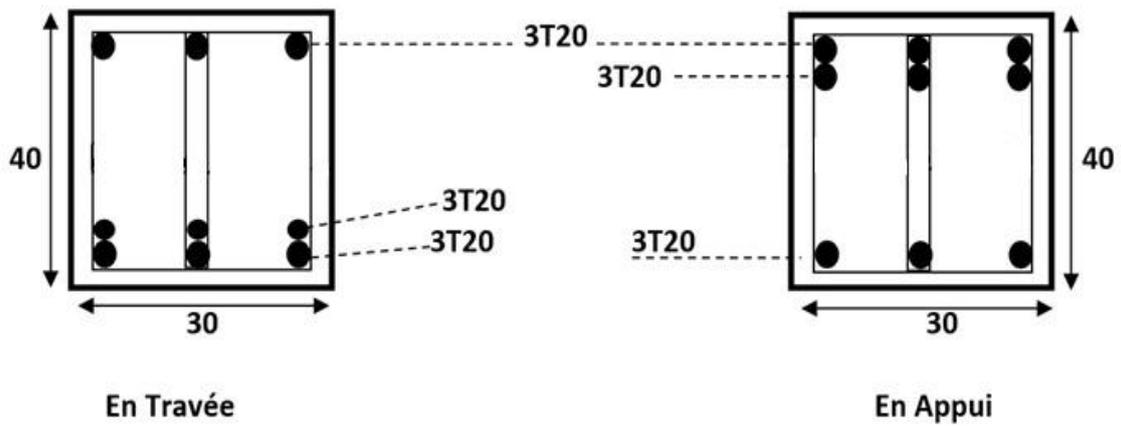


Figure 6.3 Ferrailage des poutres principales (40x30) pour $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

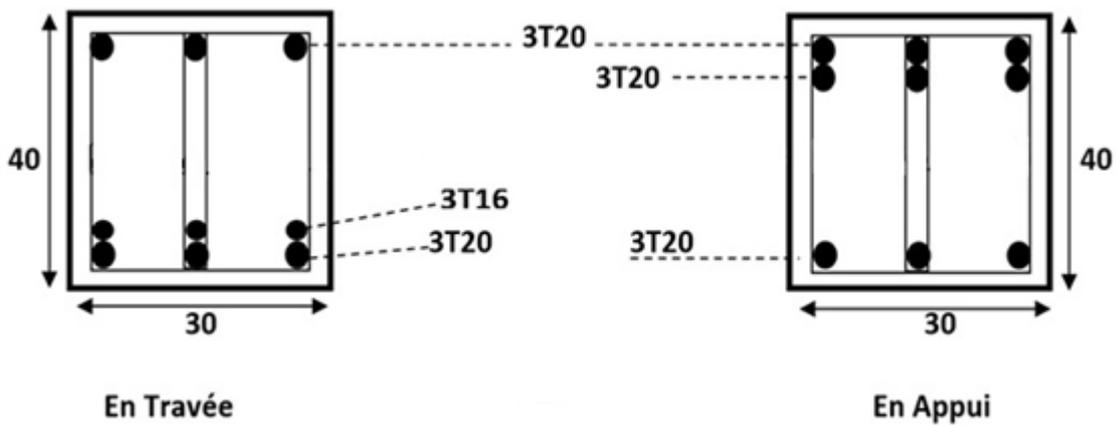


Figure 6.4 Ferrailage des poutres principales (40x30) pour $f_{c28} = 22, 25 \text{ MPa}$

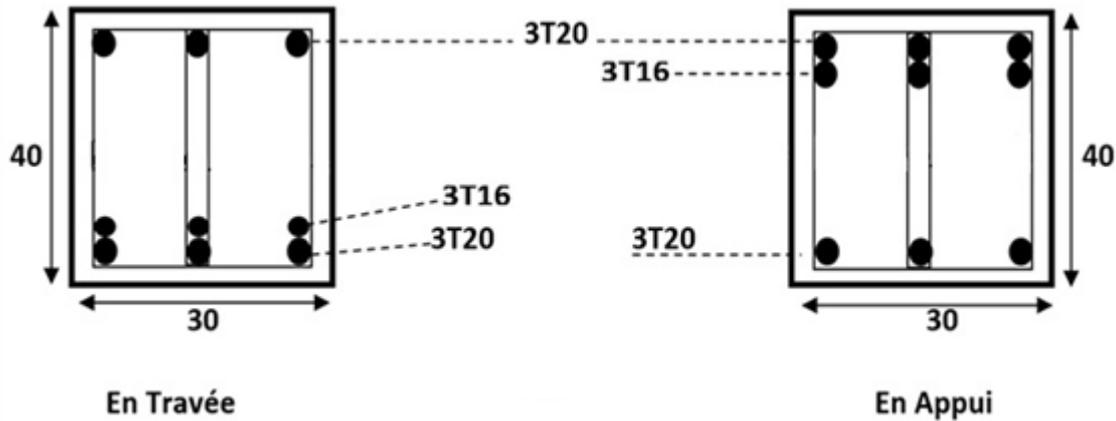


Figure 6.5 Ferrailage des poutres principales (40x30) pour $f_{c28} = 30, 40 \text{ MPa}$

Interprétation des résultats : d'après les résultats dans le tableau on remarque pour les sections d'armatures on n'a pas une grande différence.

6.4. Ferrailage des poutres secondaires :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire la plus sollicitée qui se situe au 5^{ème} étage de l'axe (c) entre l'axe (3-4)

En appui :

Fc 28	combinaisons	20	22	25	30	40
M (KN. m)	(G+Q+Ey)	110.680	111.483	112.120	114.581	116.893
M (KN. m)	(0.8G+Ey)	100,18	100,65	101,93	104,02	106,30
M (KN. m)	(ELU)	39,22	39,22	39,22	39,22	39,22
M (KN. m)	(ELS)	28,45	28,45	28,45	28,45	28,45
Tu max	(G+Q+Ey)	166.229	167.42	168.37	172.034	175.475

Tableau 6.21 Les différentes sollicitations de la poutre secondaire En appui

En travée :

Fc 28	combinaisons	20	22	25	30	40
M (KN. m)	(G+Q+Ey)	98.615	99.330	99.897	102.087	104.145
M (KN. m)	(0.8G+Ey)	89,10	89,58	90,66	92,52	94,55
M (KN. m)	(ELU)	35,05	35,05	35,05	35,05	35,05
M (KN. m)	(ELS)	25,41	25,41	25,41	25,41	25,41
Tu max	(G+Q+Ey)	166.229	167.42	168.37	172.034	175.475

Tableau 6.22 Les différentes sollicitations de la poutre secondaire En travée

Ferrailage en travée : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$b = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,30 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$; $d' = 0,03 \text{ m}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

$$f_{bc} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} \times f_{c28} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

ELA :

En travée :

$$M_{ut} = 99.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.322 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.505$$

$$Z = 0.215 \text{ m}$$

$$A_{st} = 13.329 \text{ cm}^2$$

on choisit : 6T20 de section 18,85 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{18,85}{4} = 4,71 \text{ cm}^2$$

on choisit : 3T16 de section 6,03cm²

Condition du RPA99/version 2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 4,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Vérification a ELS

Fissuration préjudiciable

$$\text{La position de l'axe neutre : } X = 15,02 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie } I = 37302,06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 10,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 122,36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

En appui :

$$M_{ut} = 112.120 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = 0.361 > \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 0.593$$

$$Z = 0.206 \text{ m}$$

$$A_{st} = 15.651 \text{ cm}^2$$

on choisit : 6T20 de section 18,85 cm²

Vérification a ELS

Fissuration préjudiciable

La position de l'axe neutre

$$X = 15.02 \text{ cm}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = 37302.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137.00 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\overline{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armatures transversales :

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35} : \phi_l : \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35} : 1.2 : \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.85 : 1.2 : 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4} : 12\phi_t : 30\text{cm}\right) = \min\left(\frac{30}{4} : 12 \times 1.2 : 30\text{cm}\right)$$

On prend $S_t = 5 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2}$$

On prend $S'_t = 10 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 version 2003 :

$$A_{t \text{ min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 5 \times 30 = 0.45 \text{ cm}^2 \text{ [zone nodale]}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera :

$$A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$\frac{f_e \cdot A_t}{b \cdot S'_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} : 0,4\text{MPa}\right).$$

l'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE24

$$\tau_u = \frac{T_{U\text{max}}}{b \times d} = \frac{168.37}{0.3 \times 0.27}$$

$$\frac{235 \times 2,01}{30 \times 10} \geq \max\left(\frac{2.078}{2} : 0,4\text{MPa}\right)$$

$$1,57 \geq 0,4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification au glissement :

En appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$$

$$\text{Avec } \begin{cases} T_u = 168.37 \text{ KN} \\ M_u = 112.120 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow -293.029 \leq 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

alors il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis

Vérification de la flèche :

d'après le BAEL91, il faut que les conditions soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{\text{max}}}{500} \text{ avec : } L_{\text{max}} : \text{la portée maximale des poutres}$$

Dans notre cas on a : $L_{\text{max}} = 3.35 \text{ m} \Rightarrow f_{adm} = 0.67 \text{ cm}$

A partir du SAP 2000 on a : $f = 0.038 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } f = 0.038 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

			Armatures longitudinales							Armatures transversales			
			travée			appui				St [cm]	St' [cm]	At [cm ²]	
f_{c28}	SECTION [cm ²]	A_{min} RPA [cm ²]	A_{st} calculé [cm ²]	section choisit [cm ²]	A_{st} choisit [cm ²]	A_{st} calculé [cm ²]	section choisit [cm ²]	A_s choisit [cm ²]					
20	30X30	4.50	Asc	0.17	6.03	3T16	Asc	1.61	6.03	3T16	5	10	2.01
			Ast	8.33	12.06	6T16	Ast	9.78	12.06	6T16			
22	30X30	4.50	Ast	13.90	18.85	6T20	Asc	0.55	9.42	3T20			
							Ast	9.53	12.06	6T16			
25	30X30	4.50	Ast	13.32	18.85	6T20	Ast	15.65	18.85	6T20			
30	30X30	4.50	Ast	13.00	18.85	6T20	Ast	15.06	18.85	6T20			
40	30X30	4.50	Ast	12.59	18.85	6T20	Ast	14.41	18.85	6T20			

Tableau 6.23 Ferrailage longitudinales et transversal de la poutre secondaire

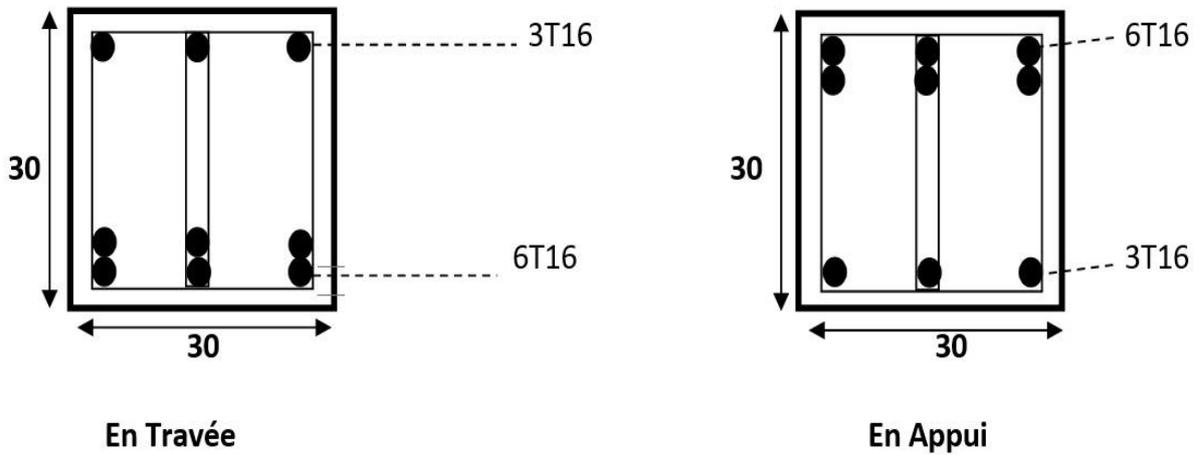


Figure 6.6 Ferrailage des poutres secondaire (30x30) avec $f_{c28} = 20$ MPa

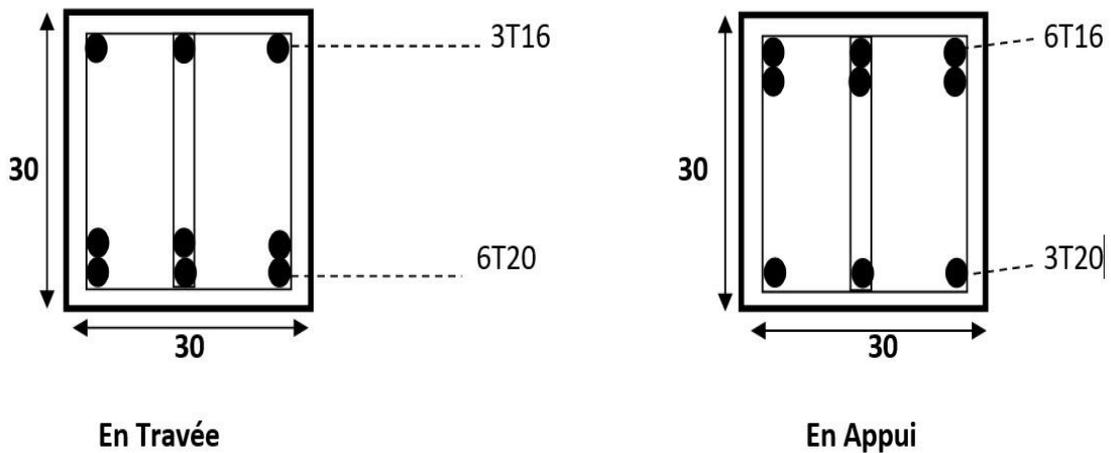


Figure 6.7 Ferrailage des poutres secondaire (30x30) avec $f_{c28} = 22$ MPa

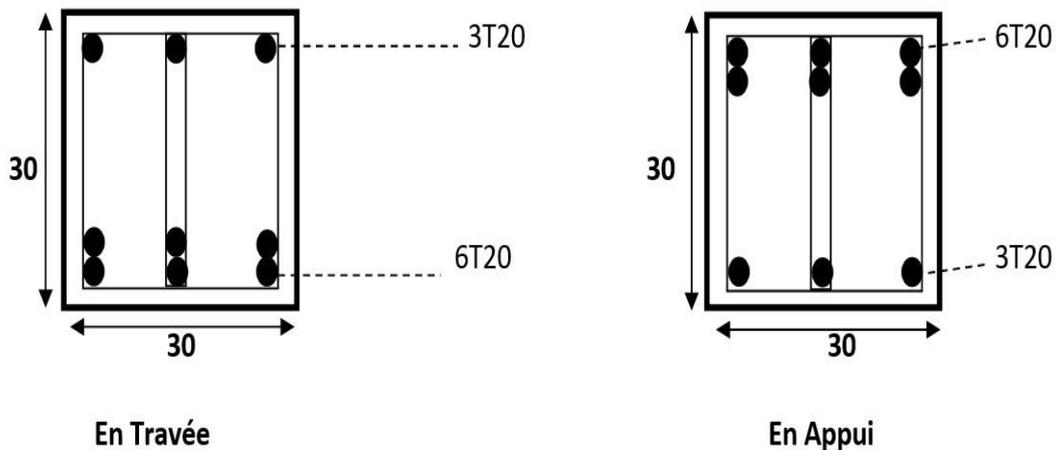


Figure 6.8 Ferrailage des poutres secondaire (30x30) avec $f_{c28} = 25 : 30 : 40$ MPa

Interprétation des résultats : d'après les résultats dans le tableau on remarque que lorsqu'on a f_{c28} égale à 20MPa on a trouvé que la section du béton est en double armature en appui et en travée, ainsi que pour 22 MPa on a trouvé que la section en double armature est seulement en appui, par contre pour le 25 MPa 30 MPa et 40 MPa on a une section de simple armature.

6.5. Les voiles :

• Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

• Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum(TORSION). Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

• Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R.P.A.99V2003 :

- Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales :
- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.
- L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min(1,5 a; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs des recouvrements doivent être égales :
- $40\phi \Rightarrow$ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression « F » et un moment de flexion « M », tirés à partir des fichiers résultats du Sap2000, sous les combinaisons de calcul suivantes :

E. L. U : $1,35 G + 1,5 Q$

E. L. S : $G + Q$

✓ Combinaisons accidentelles « R.P.A 99 » :

$$G + Q \pm 1,2E$$

$$0.8G \pm E$$

• **Détermination des sollicitations :**

Dans les tableaux suivant on va regrouper les sollicitations obtenues par le logiciel SAP2000 :

f_{c28} (MPa)	combinaisons	F11(KN)	M11(KN. m)	F22(KN)	M22(KN. m)
25	ELU	161,92	0,617	809,6	3,087
	ELS	118,00	0,437	590,02	2,189
	ELA $G + Q \pm 1,2Ex$	138,81	1,754	435,69	8,77
	ELA $G + Q \pm 1,2Ey$	264,01	0,222	1230,05	1,113
20	ELU	161,92	0,617	809,6	3,087
	ELS	118,00	0,437	590,02	2,189
	ELA $G + Q \pm 1,2Ex$	138,32	1,723	691,58	8,61
	ELA $G + Q \pm 1,2Ey$	243,51	0,445	1217,55	1,113
22	ELU	161,92	0,617	809,6	3,087
	ELS	118,00	0,437	590,02	2,189
	ELA $G + Q \pm 1,2Ex$	138,58	1,73	692,66	8,68
	ELA $G + Q \pm 1,2Ey$	244,18	0,44	1220,91	2,22
30	ELU	161,92	0,617	809,6	3,087
	ELS	118,00	0,437	590,02	2,189
	ELA $G + Q \pm 1,2Ex$	139,29	1,782	696,83	8,91
	ELA $G + Q \pm 1,2Ey$	249,01	0,445	1245,03	2,225
40	ELU	161,92	0,617	809,6	3,087
	ELS	118,00	0,437	590,02	2,189
	ELA $G + Q \pm 1,2Ex$	139,89	1,817	699,44	9,08
	ELA $G + Q \pm 1,2Ey$	252,27	0,445	1261,35	2,229

Tableau 6.24 Sollicitations dans les voiles « $E_p = 25 \text{ cm}$ »

Interprétation des résultats : on remarque que a L'ELU et L' ELS toute les sollicitations sont égaux pour toute les variantes ($f_{c28}=20,22,25,30,40 \text{ MPa}$), tandis que pour les combinaisons sismique on remarque une faible différence.

• **Vérification des contraintes tangentielle :**

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de section (0,25x1ml)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

On vérifie avec l'effort tranchant maximum calculé avec l'ELU et l'ELA.

f_{c28} (MPa)		Vmax(KN/ml)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	observation
25	Voile 25 cm	10,8	0,048	5	C.V
20	Voile 25 cm	10,8	0,048	4	C.V
22	Voile 25 cm	10,8	0,048	4,4	C.V
30	Voile 25 cm	10,8	0,048	6	C.V
40	Voile 25 cm	10,8	0,048	8	C.V

Tableau 6.25 Vérification des contraintes tangentielles

• **Détermination du ferrailage :**

Le ferrailage se calcule de la même manière que les poteaux en flexion composée d'une bande de section de (0,25 x 1ml).

En faisant le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel « SOCOTEC », il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on va ferrailer avec le minimum du RPA dans les deux sens :

D'après le RPA 99 version 2003 on a :

✓ **Ferrailage vertical :**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **5T12** de section 5,65 cm²/ml

✓ **Ferrailage horizontal :**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **5T12** de section 5,65 cm²/ml

✓ **Espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003, on a :

Espacement vertical et horizontale : $s \leq \min(1,5e ; 30)$

On prend : $s = 20 \text{ cm}$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 modifié 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12mm Les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins.

On prend donc : $4\phi 6/m^2 = 1,13 \text{ cm}^2$

6.6. Conclusion :

Après tous les essais effectués dans ce chapitre on peut tirer les conclusions suivantes :

- ✓ **Pour les poteaux :** le ferrailage de tous les poteaux est le même car on a la section calculé est très faible donc on prend le A_{\min} suivant le RPA 99.
- ✓ **Pour les poutres principales :** d'après les résultats on remarque pour les sections d'armatures on n'a pas une grande différence.
- ✓ **Pour les poutres secondaires :** la même remarque que celle pour les poutres principales sauf que cette fois on a trouvé que la section du béton est en double armature en appui et en travée, ainsi que pour 22 MPa on a trouvé que la section en double armature est seulement en appui, par contre pour le 25 MPa 30 MPa et 40 MPa on a une section de simple armature, car l'influence de la résistance à la compression du béton est remarquable sur les contraintes interne du béton (σ_{bc}), cette dernière qui est la responsable du changement de la section du béton d'une section en simple armature a une section en double armature.
- ✓ **Pour les voiles :** après le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel « SOCOTEC », il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on a ferrillé avec le minimum du RPA dans les deux sens.

Conclusion générale

Dans ce travail, on a étudié un bâtiment de R+9 avec un sous-sol a usage d'habitation et commercial implantée dans wilaya d'Oran.

Tout d'abord on a commencé par une présentation générale du projet, ensuite on a passé à la partie de pré dimensionnement des éléments résistants et secondaires.

En deuxième partie on a passé à l'étude des éléments secondaires tels que [poutrelles, escalier, ascenseur, acrotère et les dalles pleines]

En troisième partie on a fait l'étude dynamique de ce projet avec une résistance caractéristique $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on a constaté que la 5^{ème} variante répond aux exigences du RPA 99/version.

Ensuite nous avons présenté les résultats de cette structure en variant la résistance caractéristique du béton f_{c28}

On a trouvé après tous les essais réalisés une légère différence sur la période propre de la structure, le facteur de participation massique, l'accélération sismique, la réaction à la base, le moment fléchissant dans les éléments horizontaux et verticaux, les forces normal sur les poteaux, à la fin on a conclu qu'il n'y'a pas une grande influence sur la structure lors de la variation de la résistance du béton.

Dans la dernière partie du ferrailage nous avons constaté que :

Pour les poteaux :le ferrailage de tous les poteaux est le même car on a la section calculé est très faible donc on prend le A_{min} suivant le RPA 99.

Pour les poutres principales : d'après les résultats on remarque pour les sections d'armatures on n'a pas une grande différence.

Pour les poutres secondaires : la même remarque que celle pour les poutres principales sauf que cette fois on a trouvé que la section du béton est en double armature en appui et en travée, ainsi que pour 22 MPa on a trouvé que la section en double armature est seulement en appui, par contre pour le 25 MPa 30 MPa et 40 MPa on a une section de simple armature, car l'influence de la résistance à la compression du béton est remarquable sur les contraintes interne du béton (σ_{bc}), cette dernière qui est la responsable du changement de la section du béton d'une section en simple armature a une section en double armature.

Pour les voiles :après le calcul du ferrailage à l'aide du logiciel « SOCOTEC », il s'est avéré que le ferrailage est nul, c'est la raison pour laquelle on a ferrillé avec le minimum du RPA dans les deux sens.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

Références bibliographiques

[1] [BAEL. 91]. Jean-Pierre Mougïn, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[2] [DTR B.C 2.2]. Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

[3] [RPA99version 2003]. Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

[4] [CBA.93]. Calcul des ouvrages en béton armé.

Les Logiciels :

AUTOCAD 2011	Dessin
SAP 2000	Calcul
SOCOTEC	Calcul