

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

Université A.MIRA Béjaïa

Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de magister en Génie Civil

Option : **Matériaux et Structures**

Par : **BOUHRAT Salim**

Thème :

**Contribution au calcul non linéaire
des sections circulaires en béton
armé**

Jury composé de :

CHELOUAH Nasser	Président	Maitre de conférences A	Univ. de Béjaïa
KACHI Mohand Said	Rapporteur	Maitre de conférences A	UMMTO
BOUAFIA Youcef	Examineur	Professeur	UMMTO
TAHAKOURT Abdelkader	Examineur	Professeur	Univ. de Béjaïa

Promotion : 2010

RESUME

Ce mémoire traite le calcul non linéaire des sections circulaires en béton armé, dont les règlements actuels aussi bien le BAEL91 que l'EUROCODE2 proposent une méthode de calcul des armatures basée sur des abaques de Davidovecci sous forme de courbes d'interaction en tenant compte que de l'effort normal de compression. L'effort normal de traction n'a pas été envisagé.

Plusieurs méthodes de calcul ont été utilisées dans le de simulation de comportement réel des sections en béton armé, dont nous pouvons citer la méthode tangente basée sur la matrice de rigidité tangente des sections, développée par Virlogeux. D'autres études ont utilisé la matrice de rigidité dite corde pour résoudre l'équilibre des sections en béton armé.

une méthode numérique est ainsi élaborée capable de générer le nombre de barres nécessaires pour une section circulaire en béton armé, afin d'équilibrer un couple d'effort extérieur appliqué pas à pas jusqu'à la ruine. Elle permet aussi de simuler le comportement réel de ces sections. Simple d'utilisation, et accessible pour le plus grand nombre d'utilisateurs situe donc a priori l'intérêt du sujet.

Mots clés : section circulaire, béton armé, couple d'efforts, méthode pas à pas, calcul non linéaire, ruine, comportement réel.

ABSTRACT

This thesis deals with the calculation of nonlinear circular sections, including the current regulations as well as the Eurocode 2 BAEL91 propose a calculation method of reinforcement based on charts of Davidovecci form of interaction curves taking into account that the normal force of compression. The normal force traction has not been considered.

Several calculation methods have been used in the simulation of real behavior of reinforced concrete sections, we have to include the method based on tangent stiffness matrix tangent sections, developed by Virlogeux. Other studies have used the so-called stiffness matrix to solve the balance rope sections of reinforced concrete.

A numerical method is developed and capable of generating the number of bars needed for a circular section reinforced concrete in order to balance a couple of external force applied step up the destruction. It can also simulate the actual behavior of these sections. Easy to use and accessible to the greatest number of users is thus a priori interest in the subject.

Keywords: circular, reinforced concrete, couple of efforts, step method, non-linear calculation, ruin, real behavior.

Remerciements

Quelques lignes ne pourront jamais exprimer la reconnaissance que j'ai éprouvé envers tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué, par leurs conseils, leurs encouragements ou leurs amitiés à l'aboutissement de ce travail.

Mes vifs remerciements accompagnés de toute ma gratitude vont tout d'abord à mon promoteur M^{eur} KACHI Mohand Said qui ma fait l'honneur de me confier cette thèse, et assurer sa supervision directe qui ma permet de la réaliser dans les meilleurs conditions. Je voudrais rendre hommage pour sa haute conception et de liberté et académique.

Je tien aussi, à remercier tous les membres du jury.

Je remercie M^{eur}N. CHELLOUAH d'accepter de présider le Jury de ma thèse.

Qu'il me soit permis de remercier très chaleureusement Messieurs A.TAHAKOURI, et Y.BOUAFIA de ma avoir honorer en faisant partie du jury.

Ma reconnaissance et remerciement vont particulièrement à mes chers amis pour les aides respectives qu'ils m'ont apportées.

Aussi, je témoigne ma reconnaissance à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et à tous mes collègues de la promotion 2007-2008 MAGISTÈRE.

Table des matières

<i>Liste des figures</i>	IV
<i>Liste des tableaux</i>	V
INTRODOCTION	
<i>Introduction</i>	01
I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
<i>I.1 Travaux consacrés à l'analyse non linéaire des sections</i>	03
<i>I.1.1 Etudes numériques</i>	03
<i>I.1.2 Etudes expérimentales</i>	08
<i>I.1.3 Calcul réglementaire</i>	09
<i>I.2 Conclusion</i>	09
II. METHODE DE CALCUL	
<i>II.1 Introduction</i>	11
<i>II.2 Hypothèses</i>	12
<i>II.3 Discrétisation de la section de béton</i>	12
<i>II.4 Définition de la position des barres</i>	13
<i>II.5 Comportement des matériaux</i>	14
II.5.1 Comportement du béton en compression.....	14
II.5.2 Comportement du béton en traction.....	15
II.5.3 Les aciers.....	16
II.5.3.1 Comportement des aciers passifs.....	16
<i>II.6 Calcul des sollicitations internes</i>	17
II.6.1 Sollicitations dues au béton.....	17
II.6.2 Sollicitations dues aux armatures.....	18
<i>II.7 Méthode itérative de résolution et critère de convergence</i>	20
<i>II.8 Etablissement des courbes de comportement de la section</i>	21
<i>II.9 Organigramme de calcul des courbes de comportement à M fixe et à N fixe</i>	23
<i>II.10 Application au calcul des armatures en flexion composée</i>	25
II.10.1 Organigramme général de calcul des armatures	26
III. APPLICATION AU CALCUL REGLEMENTAIRE	
<i>III.1 Application au calcul réglementaire</i>	27
III.1.1 Application au calcul réglementaire (cas $d'/D = 0,1$).....	27
III.1.2 Représentation graphique de résultats.....	32
III.1.3 Application au calcul réglementaire (cas $d'/D = 0,05$).....	38
III.1.4 Application au calcul réglementaire (cas de $\frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ mPa}$).....	46

III.1.4.1 Application au calcul réglementaire (cas $d'/D = 0,1$).....	46
III.1.4.2 Application au calcul réglementaire (cas $d'/D = 0,125$).....	53
III.2 Application à la Simulation de comportement réel de section.....	59
III.2.1 étude expérimentale de Zhan	59
III.4 comparaison de ferrailage entre le calcul du carré circonscrit au périmètre de La section et les résultats donnés par le présent calcul	61
III.5 Conclusion	65
 Conclusion générale.....	 66
 Bibliographie	 68
Annexe	73

Liste des figures

Figure. II.1 : discrétisation de la section de béton	13
Figure. II.2 : déposition géométrique de barres	13
Figure II.3 : comportement du béton en compression selon SARGIN	14
Figure II.4 : comportement du béton tendu loi GRELAT.....	15
Figure II.5 : comportement des aciers naturels	16
Figure. II.6 : allure de la courbe frontière de résistance d'une section circulaire.....	24
Figure. III.1 : flexion simple D= 1m.....	33
Figure. III.2 : compression, et traction simple D= 1 m.....	33
Figure. III.3 : flexion composée D = 1 m.....	34
Figure. III.4 : flexion composé D= 1 m.....	34
Figure. III.5 : compression, et traction simple	35
Figure. III.6 : flexion simple D=70 Cm.....	35
Figure. III.7 : flexion composée D=70 Cm.....	36
Figure. III.8 : flexion composée D=70 Cm.....	36
Figure. III.9 : flexion composée D=60 Cm.....	37
Figure. III.10 : flexion composée D=60 Cm.....	37
Figure. III.11 : flexion composée D= 60 Cm.....	43
Figure. III.12 : flexion composée D=60 Cm.....	43
Figure. III.13 : flexion composée D=80 Cm.....	44
Figure. III.14 : flexion composée D=80 Cm.....	44
Figure. III.15 : flexion composée D=100 Cm.....	45
Figure. III.16 : flexion simple D=100 Cm.....	45
Figure. III.17 : flexion composée D=70 Cm.....	50
Figure. III.18 : flexion composée D=70 Cm.....	51
Figure. III.19 : flexion composée D=80 Cm.....	51
Figure. III.20 : flexion composée D=80 Cm.....	50
Figure. III.21: flexion composée D=100 Cm.....	52
Figure. III.22 : flexion composée D=100 Cm.....	53
Figure. III.23 : flexion composée D=70 Cm.....	56
Figure. III.24 : flexion composée D=70 Cm.....	57
Figure. III.25 : flexion composée D= 80 Cm	57
Figure. III.26 : flexion composée D= 80 Cm	58
Figure. III.27 : confrontation au résultat expérimental de Zhan.....	60
Figure. III.28 : section prise dans le calcul	62

Liste des tableaux

Tableau III.1 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 60 cm de diamètre	27
Tableau III.2 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 70 cm de diamètre.....	28
Tableau III.3 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le règlement BAEL pour une section de 70 cm de diamètre.....	29
Tableau III.4 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 80 cm de diamètre.....	30
Tableau III.5 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposés par Davidovicki pour une section de 100 cm de diamètre.....	31
Tableau III.6 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par BAEL pour une section de 100 cm de diamètre.....	32
Tableau III.7 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposés par Davidovicki pour une section de 60 cm de diamètre.....	39
Tableau III.8 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 80 cm de diamètre.....	40
Tableau III.9 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 100 cm de diamètre	41
Tableau III.10 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques de Davidovicki pour une section de 100 cm de diamètre.....	42
Tableau III.11 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 70 cm de diamètre ; et un rapport $\frac{d'}{D} = 0,1$	47
Tableau III.12 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 80 cm de diamètre ; et un rapport $\frac{d'}{D} = 0,1$	48
Tableau III.13 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 100 cm de diamètre ; et un rapport $\frac{d'}{D} = 0,1$	50
Tableau III.14 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 70 Cm de diamètre ; et un rapport $\frac{d'}{D} = 0,125$	54
Tableau III.15 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovicki pour une section de 80 Cm de diamètre ; et un rapport $\frac{d'}{D} = 0,125$	55
Tableau III.16 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit pour une section de 70 cm de diamètre.....	63

Tableau III.17: Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit pour une section de 70 cm de diamètre.....	63
Tableau III.18 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit du BAEL pour une section de 80cm de diamètre.....	64
Tableau III.19: Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit du BAEL pour une section de 80cm de diamètre.....	64

CHAPITRE I
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Travaux consacrés à l'analyse non linéaire des sections

I.1.1 Etudes numériques

Plusieurs études ont été effectuées de part le monde dans le domaine de l'étude des structures en béton armé en élasticité non linéaire. Nous pouvons citer les études effectuées par Virlogeux [44] [45] [46] [47] , Fouré [17] [18] [21] , Nait rabah [36] ,Grelat [22] [23] [24], Kachi et al [29] [30] Bouafia [2] [3], Bouafia et al [4] [5] [6]. Si toutes ces études ont porté la simulation du comportement des éléments de structure en élasticité non linéaire avec des sections de forme variable, les éléments de structure de section circulaire ont fait l'objet de peut d'études.

En effet, P.Nahoaniko [37] a développés un programme à caractère semi pédagogique issue des réflexions et des recherches antérieures sur l'étude d'une section en élasticité non linéaire ; ce programme contribue au calcul des efforts internes dans la section, à l'évaluation des courbes de comportements. L'établissement des courbes d'interactions par la méthode du déterminant nul n'est pas opérationnel, d'où deux solutions ont été proposées, à savoir, la dichotomie dont le critère est l'équilibre limite de la section, l'établissement des courbes de niveau de déterminant de la matrice de souplesse de la section.

Virlogeux [47] [48] à effectué une étude de section en élasticité non linéaire basée sur la méthode tangente, dans cette étude l'établissement des courbes de comportement de la section, est effectué dans l'hypothèse des petites déformations, pas – à – pas jusqu'à rupture de la section. Pour un pas de chargement l'accroissement des déformations de la section et relié à l'accroissement des efforts par la relation suivante :

$$\delta\vec{\delta} = [\mathbf{K}_s]^{-1} \{ \delta\vec{F}_s \} \quad (1)$$

où $[\mathbf{K}_s]^{-1}$ représente la matrice de souplesse tangente de la section, le vecteur $\vec{\delta}_s = (\varepsilon_g, \phi, \gamma)^T$ représentes les déformations de la section, et le vecteur $\vec{F}_s = (N, M_z, T_y)^T$ représente le vecteur efforts appliqués à la section. La résolution de ce système d'équation fait appel à une méthode itérative. La rupture de la section ou l'épuisement de sa capacité portante est défini dans cette

étude par la nullité du déterminant de la matrice de rigidité de la section $[K_s]$. Son expression est donnée par :

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \frac{\delta N}{\delta \delta u} & \frac{\delta N}{\delta \delta w} & 0 \\ \frac{\delta M}{\delta \delta u} & \frac{\delta M}{\delta \delta w} & 0 \\ 0 & 0 & G.A \end{bmatrix} \quad (2)$$

où δN est l'accroissement de l'effort normal de la section, δM est l'accroissement du moment fléchissant de la section, $\delta \delta u$ est l'accroissement de la déformation au niveau centre de gravité de la section et $\delta \delta w$ est l'accroissement de la rotation différentielle (courbure) de la section.

BOUAFIA .Y [2] a élaborer un logiciel capable de simuler le comportement moyen jusqu'à rupture d'une zone de poutre en béton armé ou béton de fibre soumise à la flexion plane; Pour cela la méthode de résolution pas à pas basée sur la matrice de rigidité dite corde de la section. Pour un pas de chargement l'accroissement des déformations de la section et relié à l'accroissement des efforts par la relation suivante :

$$\Delta \vec{\delta} = [K_s]^{-1} \{ \Delta F_s + \Delta P_s \} \quad (3)$$

où $[K_s]^{-1}$ représente la matrice de souplesse corde de la section, le vecteur $\vec{\delta}_s = (\varepsilon_g, \phi, \gamma)^T$ représente les déformations de la section, et le vecteur $\vec{F}_s = (N, M_z, T_y)^T$ représente le vecteur efforts appliqués à la section. La résolution de ce système d'équation fait appel à une méthode itérative. La rupture de la section ou l'épuisement de sa capacité portante est défini dans cette étude également par la nullité du déterminant de la matrice de rigidité de la section $[K_s]$. Son expression est donnée par :

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \frac{\Delta N}{\Delta \delta u} & \frac{\Delta N}{\Delta \delta w} & 0 \\ \frac{\Delta M}{\Delta \delta u} & \frac{\Delta M}{\Delta \delta w} & 0 \\ 0 & 0 & G.A \end{bmatrix} \quad (4)$$

où ΔN est l'accroissement de l'effort normal de la section, ΔM est l'accroissement du moment fléchissant de la section, $\Delta \delta_u$ est l'accroissement de la déformation au niveau centre de gravité de la section et $\Delta \delta_w$ est l'accroissement de la rotation différentielle (courbure) de la section.

La contribution du béton tendu fissuré a été prise en compte. Enfin, une application au comportement des éléments en béton armé de section transversale carrée, et des éléments en béton de fibres métallique de section circulaire a été effectuée.

Liang Q et al [32] ont étudiés des colonnes courtes tubulaires en acier remplies de béton sous charge dans le domaine non linéaire, ils ont montrés que l'effet d'emprisonnement fourni par le tube en acier dans une colonne (CFST) tubulaire en acier rempli de béton contribue dans l'augmentation remarquable de la résistance et de la ductilité au noyau. Les méthodes non-linéaires d'analyse pour les colonnes circulaires de CFST se fondent sur l'utilisation des modèles de comportement tenant compte de l'effet du confinement du béton. Des modèles constitutifs précis pour le béton normal et de haute résistance confinée par des tubes en acier circulaires normaux ou de haute résistance sont proposés. Un modèle de calcul dans le domaine non linéaire a été proposé pour simuler le comportement de ce type d'éléments de structures.

Manojkumar et al [33] ont étudiés le comportement des tubes en acier circulaires remplis avec différentes catégories de béton sous l'effet de la flexion. Les effets de l'épaisseur de la proie du tube, de la section du béton, et du confinement du béton sur la capacité portante de la section ont été étudiés, les résultats obtenus ont été présentés, sous la forme de courbes moment courbure, pour 99 spécimen de 1 m de longueur remplis par un béton de résistance à la compression qui varie de 20 MPa à 40 MPa. Un modèle de calcul de ce type d'éléments a été présenté il tient compte de l'interaction entre les éléments constitutifs de la pile circulaire (Acier et béton) permettant de prévoir la courbure en fonction du moment appliqué.

Kachi [28] à pour sa part développé un logiciel de calcul jusqu'à rupture en élasticité non linéaire des sections en béton armé et béton précontraint. Cette étude est basée sur la matrice de rigidité tangente de la section. Les courbes de comportement des différentes sections étudiées ont été construites en utilisant la méthode pas à pas jusqu'à l'épuisement total de la capacité portante de la section étudiée. Dans le cadre de cette étude, kachi a montré que la nullité du déterminant de la matrice de rigidité n'est pas suffisant à lui seul pour

caractériser le maximum des courbes de comportement. Une méthode de résolution au voisinage du maximum a été proposée, elle englobe à la fois la nullité du déterminant de la matrice de rigidité et l'atteinte de la déformation maximale dans l'armature la plus tendue, dans ce dernier cas, le calcul s'arrête en indiquant l'épuisement de la capacité portante de la section quelque soit le valeur du déterminant de la matrice de rigidité de la section.

BOUAFIA.Y, KACHI M. S, F. GHAZI [7], ont développés un logiciel qui permet d'établir des abaques reliant l'effort normal avec le moment fléchissant pour une section circulaire. Celle-ci peut être en béton armé (armatures traditionnelles) ou armée avec des fibres en acier. La simulation numérique est effectuée en élasticité non linéaire jusqu'à épuisement de la capacité portante de la section. Les modes de rupture considérés sont ceux établi par Kachi [28] pour le béton armé. En ce qui concerne le béton armé de fibres, la rupture survient, généralement, par arrachement des fibres.

Les lois de comportement des différents matériaux (béton, acier) correspondent au comportement réel ont été adoptées. L'influence de plusieurs paramètres a été étudiée, à savoir ; le diamètre de la section, la résistance du béton, le type d'acier ainsi que le pourcentage et la contribution du béton tendu situé entre deux fissures successives de flexion. Une comparaison a été effectuée par rapport au comportement d'une section en considérant les diagrammes conventionnels des matériaux (donnés par le BAEL). Une seconde étude comparative est effectuée avec une section armée de fibres métallique.

Nait Rabah [36] quand à lui a élaboré un logiciel de calcul en élasticité non linaire de structure spatiale en béton armé. L'équilibre des sections transversales des éléments de structure a été résolu en utilisant la méthode de résolution pas – à - pas basée sur la matrice de rigidité dite corde de la section. L'effet de l'effort tranchant a été pris en compte dans la résolution de l'équilibre des sections. Les résultats obtenus sont présentés sous la forme de courbes charges-flèche, ils renseignent de ce fait sur le comportement global des structures et non celui des sections. L'épuisement de la capacité résistante des sections est caractérisé dans cette étude par la nullité du déterminant de la matrice de rigidité de la section.

Kachi [28] de son coté a étudié le comportement des poutres en béton à précontraintes extérieure. Dans le cadre de cette étude l'équilibre des sections a été résolu par une méthode pas à pas basée sur la matrice de rigidité de la section dite corde. L'effet de l'effort tranchant

dans le domaine non linéaire a été pris en compte dans la résolution de l'équilibre des sections. L'expression de la matrice de rigidité de la section établie dans le cadre de cette étude est :

$$[K_s] = \begin{bmatrix} \frac{\Delta N}{\Delta \delta u} & \frac{\Delta N}{\Delta \delta w} & 0 \\ \frac{\Delta M}{\Delta \delta u} & \frac{\Delta M}{\Delta \delta w} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\Delta V}{\Delta \gamma_{moy}} \end{bmatrix} \quad (5)$$

où ΔN est l'accroissement de l'effort normal de la section, ΔM est l'accroissement du moment fléchissant de la section, $\Delta \delta u$ est l'accroissement de la déformation au niveau centre de gravité de la section et $\Delta \delta w$ est l'accroissement de la rotation différentielle (courbure) de la section. ΔV est l'accroissement de l'effort tranchant de la section et $\Delta \gamma_{moy}$ est l'accroissement de la distorsion moyenne de la section.

Les résultats présentés renseignent sur l'évolution de la distorsion en fonction l'effort tranchant pour des sections en béton armé et en béton précontraint d'une part, d'autre part des résultats concernant le comportement globales de poutres en béton armée et en béton précontraint par des câbles intérieurs et extérieurs au béton ont été présenté.

Waadi hamadah [50] a pour sa part présenté une méthode de calcul des sections mixtes constituée d'une table de béton et d'un profilé métallique dans le cadre d'une méthode de calcul globale des poutres à précontrainte extérieure. La résolution de l'équilibre des sections a été effectuée en utilisant la méthode sécante en élasticité non linéaire. Les critères de rupture adoptés sont :

- atteinte de la contrainte de ruine dans le profilé métallique
- Ecrasement du béton en section de la dalle
- la ruine des armatures passives dans le cas d'un moment de flexion négatif agissant sur le profile métallique.

Les résultats présentés sont ceux caractérisant le comportement global des poutres.

GRELAT [22] [23] a développé un programme de calcul des ossatures planes en béton armé. Il utilise la loi de SARGIN, pour le comportement du béton en compression. Quant au béton tendu, il introduit une forme originale (Diagramme parabolique).

Parallèlement FERRARO-MAIA [17], développe un programme de calcul informatique, qui se situe dans le prolongement direct du programme de GRELAT [22], pour tenir compte des effets différés et de la précontrainte.

ESPION [14]. Relativement aux autres études de ces types, son approche est plus complètes tant sur la prise en compte de non linéarité matérielle que sur la théorie du second ordre des déplacements. L'auteur utilise un élément de poutre à 9 degrés de libertés.

Son approche, bien que mathématiquement consistante, reste encombrante numériquement. En effet l'analyse théorique aboutit à la formation de la matrice de rigidité élémentaire (9×9). Elle est donc plus lourde à gérer numériquement.

ESPION prend en compte la fissuration du béton et les effets différés. Il utilise une formulation de type tangente. En plus des ossatures en béton armé, son modèle a été confronté aux structures métalliques.

I.1.2 Etudes expérimentales

Nous nous intéresserons à l'étude menée par Zhan[51] sur des pieux de section circulaire. c'est une étude qui a porté sur des deux pieux en béton armé de fibre métalliques et pieux en béton armé de 5 barres de 16 mm de diamètre. Les pieux ont un diamètre de 500 mm et sont soumis à une flexion composée. L'effort normal de compression est de 1370 kN (appliqué à l'aide d'une précontrainte extérieure). Le premier type de pieux est renforcé par des fibres à crochets à raison de 25 kg/m³ (correspondant à 0,31 % en volume), il est noté BFAC. Le deuxième type de pieux est renforcé par des fibres ondulées avec le même pourcentage, il est noté BFON et le troisième type de pieux est un pieu en béton armé de 5 barres HA de 16mm de diamètre. Le comportement des pieux est représenté sous la forme de charge flèche à mi travée ainsi sous la forme de moment courbure. Ce dernier fera l'objet d'un calcul dans le cadre de cette étude une confrontation des résultats du calcul à ceux obtenus expérimentalement sera également présenté.

I.1.3 Calcul réglementaire

Le BAEL 91 et l'eurocode2 ont défini les principes généraux du calcul des sections en béton armé. Pour les sections de forme régulière (carrée rectangulaire en Té.....) le calcul des armatures est clairement défini. Dans le cas des sections circulaires, hormis les principes généraux concernant le comportement des matériaux communs à l'ensemble des sections de différentes formes, il n'y a pas de méthode de calcul des armatures qui couvre l'ensemble du champ des efforts que l'on rencontre en flexion composée. En effet, l'eurocode2 renvoie l'utilisateur au calcul de ce type de section en utilisant le logiciel TIGE du CETRA. Néanmoins, Davidovecci [10] a établi des abaques capable d'estimer la section des armatures dans le cas de ce type de section en flexion composée avec un effort normal de compression. Cette méthode est basée sur les principes du BAEL 91, elle considère les armatures uniformément réparties sur toute la section et ne tient compte que du cas où l'effort normal est un effort de compression. L'étude du cas où cet effort est un effort de traction n'a pas été envisagé.

I.2 Conclusion

Malgré l'ensemble des études menées sur le comportement des sections en béton armé, il demeure que pour le calcul des sections circulaires, il reste un important domaine du champ des efforts possibles à traiter, notamment dans le cas d'un effort normal de traction en flexion composée. L'objectif de cette étude est de mettre en place un outil de calcul simple d'utilisation et capable de couvrir l'ensemble du champ des efforts possibles allant de la traction simple à la compression simple en passant par toutes les formes de flexion composée possibles.

La méthode de calcul proposée dans cette étude ne recherche pas la section d'armature exacte pour équilibrer un couple d'effort (N , M) en flexion, mais plutôt, dans le même esprit que la méthode de Davidovecci, rechercher la section d'armature capable de faire rentrer le point représentatif du couple d'effort appliqué à l'intérieur du domaine de résistance de la section, et ce quelque soit la nature de l'effort normal, en partant d'une section de béton seul le nombre de barres est augmenté d'une barre et la géométrie de la section est redéfinie à chaque augmentation de barre, le maximum de la courbe de comportement moment courbure

pour un effort normal appliqué maintenu constant est alors recherché la valeur du moment maximum nous permet alors de constater si le point représentatif du couple d'effort (N , M) est à l'intérieur ou à l'extérieur du domaine de résistance de la section .

CHAPITRE II
METHODE DE CALCUL

II.1 Introduction

Si les sections de forme circulaire présentent sensiblement les mêmes caractéristiques géométriques dans toute les directions compte tenue de la disposition des armatures et du béton, leur calcul demeure compliqué vu la position des armatures qui induit plusieurs inconnues dans l'expression des équations d'équilibre d'une section en flexion composée. En effet, Le calcul des armatures longitudinales dans le cas de ce type de sections est effectué en utilisant les abaques de Davidovecci [10]. Ces dernières sont établies selon les principes des règlements actuels aussi bien le BAEL91 que l'EUROCODE2 en considérant l'acier uniformément reparté sur toute la section du béton et ce dans le cas d'un effort normal de compression. L'effort normal de traction n'a pas été envisagé. D'autre part, le calcul des armatures transversales pour ce type de sections reste également compliqué dans le sens où les relations du règlement BAEL 91 sont insuffisantes, elles sont établies pour des barres droites, elles ne correspondent pas de ce fait au cas des de barres en cerces qui présentent une inclinaison variable le long de la hauteur de la section du béton. Quand à l'EUROCODE2 il reste muet sur cette question.

Nous nous proposons alors de construire une méthode générale de calcul des piles circulaires utilisant des armatures discrètes. Dans cette première partie, nous nous intéressons au calcul des armatures longitudinales en flexion composée pour ce type de section. A cet effet, nous présentons dans cette partie une méthode numérique capable de générer le nombre de barres nécessaires pour une section circulaire en béton armé afin d'équilibrer un couple d'effort extérieur donné en flexion composée. Et ce, quelque soit la valeur du moment fléchissant et de l'effort normal.

Cette méthode est basée sur l'analyse non linéaire des sections en béton armé, elle permet d'une part, d'analyser le comportement réel des sections circulaires armée donnée, d'autre part elle permet de générer le nombre de barres d'acier nécessaire pour équilibrer un couple d'effort (N , M) en partant de la section de béton seul en rajoutant les barres d'acier une à une jusqu'à ce que le point représentatif du couple d'effort appliqué rentre à l'intérieur du domaine de résistance de la section.

Un logiciel de calcul des sections circulaires a été construit. Il a été utilisé dans un premier temps en tenant compte du comportement réel des matériaux (béton et acier) afin de

simuler le comportement d'une section en béton armé, les résultats obtenus ont été comparés aux résultats expérimentaux obtenus par ZHAN[51]. Une application au calcul réglementaire, tenant compte des dispositions contenues dans les règles BAEL91 et EUROCODE2 concernant le comportement des matériaux à l'état limite ultime, a été effectuée sur des sections de diamètre allant de 50 cm à 100 cm. Une comparaison a été également faite avec les résultats obtenus avec les abaques de Davidovecci dans le cas d'un effort normal de compression.

II.2 Hypothèses

Nous nous intéressons à l'étude d'une section de forme circulaire en béton armé sollicitée en flexion composée. La section est étudiée dans l'hypothèse des petites déformations et du comportement élastique non linéaire. La déformation longitudinale en un point est régie par la loi de conservation des sections. De plus nous supposons que les aciers sont parfaitement solidaires au béton.

Compte tenu des hypothèses de section plane et de l'adhérence parfaite entre l'acier et le béton la déformation longitudinale ε comptée positivement dans le sens des raccourcissements en un point courant de la section est donnée par :

$$\varepsilon = \delta u + y \cdot \delta \omega \quad (6)$$

Où δu est l'allongement au centre de gravité de la section et $\delta \omega$ la rotation de section autour de l'axe Gz.

II.3 Discrétisation de la section de béton

La section transversale est discrétisée en une succession de couches trapézoïdales de béton et d'éléments longitudinaux d'acier (Fig II.1). Les couches de béton sont caractérisées par : leur hauteur h_i , la largeur de leur base inférieure b_i et la largeur de leur base supérieure C_i par rapport à un axe de référence z_{Gi} .

L'ordonnée de la base du trapèze d'ordre j

peut être calculé comme suit :

$$y_j = (D \cdot (j - 1) / N_e) - \frac{D}{2} \quad (7)$$

L'angle définissant la largeur de la basse du trapèze à partir du centre de gravité du béton est obtenue :

$$\theta(j) = \arccos \frac{2|y_j|}{D} \tag{8}$$

La largeur du trapèze est alors calculée comme suit :

$$b_j = D \sin(\theta(j)) \tag{9}$$

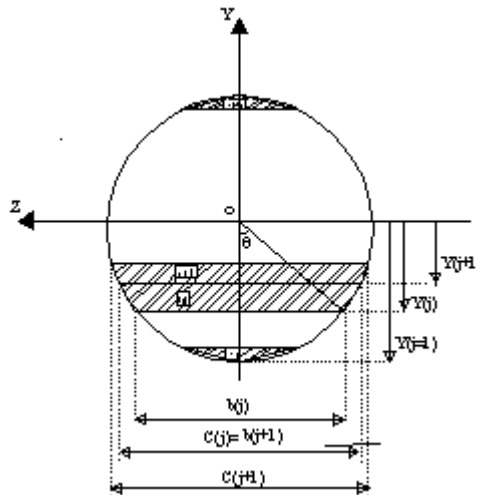


Fig II.1 : discrétisation de la section de béton

II.4 Définition de la position des barres

La position des éléments longitudinaux d'acier dépend de leur nombre n_a , de leur diamètre ϕ_a ainsi que de l'enrobage noté d' (Fig II.2).

Pour une barre d'ordre i sa position par rapport à l'axe de référence passant par le centre de gravité du béton peut être obtenue par :

$$y_{ai} = - (D / 2 - d' - \phi_a / 2) \cos((i - 1) \gamma) \tag{10}$$

Avec :

$$\gamma = 2 \pi / N_{bt} \tag{11}$$

N_{bt} : nombre de barres d'acier,

d' : enrobage des aciers,

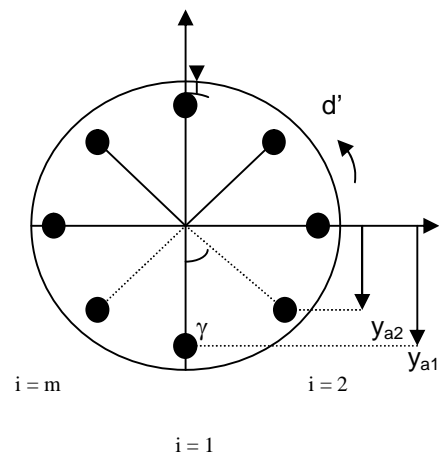


Fig II.2 : déposition géométrique de barres

II.5 Comportement des matériaux

II.5.1 Comportement du béton en compression

Pour décrire le comportement du béton en compression, on admet un comportement élastique non linéaire qui sera décrit par la loi de SARGIN [42].

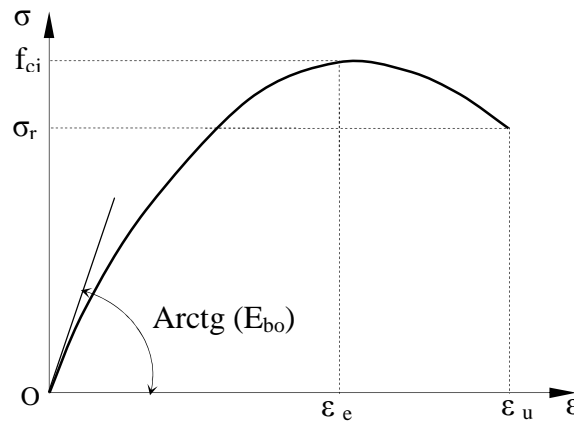


Fig II.3 : loi de comportement en compression

La contrainte est reliée à la déformation par la relation :

$$\sigma = f_{cj} \frac{k_b \bar{\varepsilon} - (k_b - 1) \bar{\varepsilon}^{-2}}{1 + (k_b - 2) \bar{\varepsilon} - k_b \bar{\varepsilon}^{-2}} \quad (12)$$

où $\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$

- Le paramètre k_b ajuste la branche ascendante de la loi et est donné par:

$$k_b = \frac{E_{b0} \cdot \varepsilon_0}{f_{cj}} \quad (13)$$

- . f_{cj} : résistance à la compression du béton à l'âge j ,
- . ε_0 : déformation de pic correspondant à f_{cj} ,
- . E_{b0} : module élastique du béton à l'origine.

Le paramètre K'_b permet d'ajuster la forme de la branche décroissante de la courbe.

- avec $K'_b = 0$, on obtient des courbes avec une branche qui descend brutalement, ce qui correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile.

- avec $K'_b = 1$, on obtient au contraire des courbes assez plates qui correspondent à un béton ayant un comportement ductile.

Pour un béton normal, on prend généralement $k'_b = k_b - 1$

II.5.2 Comportement du béton en traction

Généralement, dans la pratique (règlements), la résistance à la traction du béton ainsi que la contribution du béton tendu entre deux fissures sont négligées.

La prise en compte de la contribution du béton tendu entre les fissures, permet une représentation convenable de la déformabilité réelle d'un élément fissuré, ainsi qu'une estimation meilleure de la redistribution des efforts dans les structures hyperstatiques et dans les cas sensibles aux effets du second ordre. Elle permet ainsi de mieux estimer les déplacements.

Plusieurs modèles sont proposés dans la littérature. Dans le cadre de la présente étude nous avons utilisé la loi de GRELAT [22]. Elle attribue au béton tendu fissuré un diagramme fictif triangulaire à partir de l'axe neutre.

Au - delà de la fissuration en traction on tient compte d'une participation du béton tendu situé entre deux fissures successives. La contrainte ne s'annule pas brusquement, mais décroît selon une loi parabolique Fig (II.4).

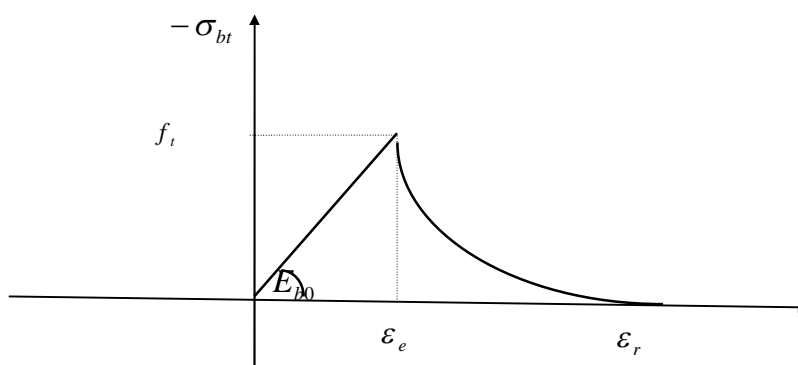


Fig.II.4 comportement du béton tendu loi GRELAT

$$\bullet \sigma_{bt} = E_{bo} \cdot \varepsilon_{bt} \quad \text{si } |\varepsilon_{bt}| < \varepsilon_{ft} \quad (14)$$

• $|\varepsilon_{bt}| < \varepsilon_{rt}$ et $|\varepsilon_{bt}| > \varepsilon_{ft}$ fissuration avec participation du béton tendu.

$$\sigma_{bt} = -f_{ft} \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{rt})^2}{(\varepsilon_{rt} - \varepsilon_{ft})^2} \quad (15)$$

• $|\varepsilon_{bt}| > \varepsilon_{rt}$ fissuration sans participation du béton tendu

$$\sigma_{bt} = 0 \quad (16)$$

f_{ij} : résistance du béton à la traction,

ε_{ft} : déformation de traction correspondant à f_{ij} ,

ε_{rt} : déformation correspondant à la plastification de l'acier le plus tendu,

E_{bo} : module d'élasticité longitudinal du béton.

II.5.3 Les aciers

La loi contrainte-déformation est supposée identique en traction et en compression sous chargement monotone, elle dépend de la nature de l'acier.

II.5.3.1 Comportement des aciers passifs

On distingue les aciers naturels et les aciers écrouis.

A) Aciers naturels: Ils sont caractérisés par une loi elastoplastique parfaite (Fig II.5)

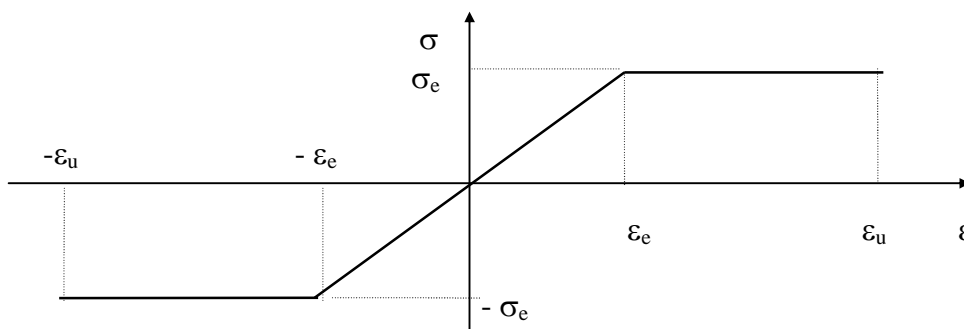


Fig II.5 : Comportement des aciers naturels

$$\begin{aligned} \sigma &= E_a \varepsilon && \text{pour } \varepsilon \leq \varepsilon_e \\ \sigma &= \sigma_e && \text{pour } \varepsilon_e < \varepsilon < \varepsilon_u \\ \sigma &= 0 && \text{pour } \varepsilon > \varepsilon_u \end{aligned} \quad (17)$$

Du côté de la traction les relations se déduisent par symétrie.

Les déformations extrêmes sont fixées par le règlement BAEL à 10 ‰

E_a : Module longitudinal de l'acier,

ε_e : Déformation limite élastique de l'acier,

σ_e : Contrainte limite élastique de l'acier,

ε_u : Déformation ultime de l'acier.

II.6 Calcul des sollicitations internes

II.6.1 Sollicitations dues au béton

Les sollicitations normales à la section droite dues au béton peuvent s'écrire sous la forme d'un vecteur F_n par :

$$\{F_n\} = \begin{bmatrix} N \\ M \end{bmatrix} = \int_{\Sigma_b} \sigma_m \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ y \end{bmatrix} \cdot d\Sigma_b \quad (18)$$

Où σ_m représente la contrainte normale en un point courant de la section de béton

Σ_b : représente la section nette du béton.

En tenant compte des relations 6 et 18 nous pouvons écrire sous la forme matricielle :

$$\{\Delta F_{mn}\} = [K_{1m}] \cdot \{\Delta \delta_n\} \quad (19)$$

$$\text{Avec } [K_{1m}] = \int_{\Sigma_b} E_m \cdot \begin{bmatrix} 1 & y \\ y & y^2 \end{bmatrix} d\Sigma_b \quad (20)$$

Où E_m représente le module élastique longitudinal en un point courant de la section du béton.

Il relie l'accroissement de la contrainte normale $\Delta\sigma_m$ à l'accroissement de la déformation longitudinale $\Delta\varepsilon_m$ correspondant au point courant par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_m = E_m \cdot \Delta\varepsilon_m \quad (21)$$

Les intégrales sur la section de béton sont effectuées en utilisant la formule de cubature de Simpson.

La sollicitation tangente due au béton est calculée en fonction des déformations correspondante en supposant un comportement élastique linéaire. Elle s'écrit alors sous la forme :

$$V = G \cdot A \cdot \gamma \quad (22)$$

Avec G le module élastique de cisaillement du béton. A la section du béton et γ est la distorsion de la section.

Tenant compte des relations 19, 20,21, 22. Nous pouvons écrire sous forme matricielle la relation liant les accroissements de déformations et les accroissements de sollicitations internes développées dans le béton.

$$\begin{Bmatrix} \{\Delta F_n\} \\ \{\Delta V\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} [K_{1m}] & 0 \\ 0 & GA \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\Delta \delta_n\} \\ \{\Delta \gamma\} \end{Bmatrix} \quad (23)$$

II.6.2 Sollicitations dues aux armatures

Les sollicitations normales dues aux armatures supposées concentrées au niveau de leur centre de gravité peuvent s'écrire sous forme d'un vecteur $\{F_{an}\}$:

$$\{F_{an}\} = \begin{bmatrix} N_a \\ M_{ya} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^{n_a} \sigma_{ai} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ y_{ai} \end{bmatrix} A_{ai} \quad (24)$$

Où σ_{ai} contrainte normale à la section droite au niveau de l'armature d'ordre i , A_{ai} la section de l'armature et n_a le nombre d'armatures traversant la section.

La variation de la déformation normale $\{\Delta \delta_n\}$ de la section droite, produite une variation de sollicitation $\{\Delta F_n\}$ dans les armatures. En tenant compte des relations (6 et 24) nous pouvons écrire sous la forme matricielle :

$$\Delta F_n = [K_{1a}] \cdot \{\Delta \delta_n\} \quad (25)$$

Où $[K_{1a}]$ représente une matrice symétrique de rigidité de l'acier dont l'expression est :

$$[K_{1a}] = \sum E_{ai} \cdot \begin{bmatrix} 1 & y_{ai} \\ y_{ai} & y_{ai}^2 \end{bmatrix} A_{ai} \quad (26)$$

E_{ai} représente le module élastique au niveau de l'armature d'ordre i , il relie l'accroissement des contraintes normales $\Delta\sigma_{ai}$ à l'accroissement des déformations normales $\Delta\varepsilon_{ai}$ correspondante au niveau de l'armature i par la relation:

$$\Delta\sigma_{ai} = E_{ai} \cdot \Delta\varepsilon_{ai} \quad (27)$$

En négligeant les sollicitations tangentées dues aux armatures pendant la déformation de la section, nous pouvons écrire sous la forme matricielle la relation liant l'accroissement des déformations dans une section à l'accroissement des sollicitations internes développées dans les armatures :

$$\{\Delta F_{an}\} = [K_{1a}] \cdot \{\Delta\delta_n\} \quad (28)$$

L'équilibre de la section droite se traduit par l'égalité des accroissements d'efforts sollicitant et les accroissements d'efforts internes :

$$\{\Delta F_{sn}\} = \{\Delta F_{mn}\} + \{\Delta F_{an}\} \quad (29)$$

En remplaçant les efforts internes par leurs expressions développées si dessus et les efforts externes par les relations on arrive à la relation matricielle liant les accroissements d'efforts sollicitant et l'accroissement de déformation dans une section droite en béton armé.

$$\{\Delta F_{sn}\} = [K_s] \cdot \{\Delta\delta_n\} \quad (30)$$

$[K_s]$ Représente la matrice de rigidité de la section homogène. Son expression est :

$$[K_s] = [K_{1m}] + [K_{1a}] \quad (31)$$

Pour un accroissement d'effort sollicitant, la résolution en déformation de l'équation (30) est itérative.

A l'équilibre de la section, l'accroissement de déformation est donné par :

$$\langle \Delta \delta_n \rangle = [S_s] \cdot \langle \Delta F_s \rangle \quad (32)$$

Et $[S_s]$ représente la matrice de souplesse de la section elle est donnée par :

$$[S_s] = [K_s]^{-1} \quad (33)$$

II.7 Méthode itérative de résolution et critère de convergence

En élasticité non linéaire il est facile de calculer les efforts développés par une déformation donnée. Cependant il n'existe pas de méthode directe de calcul permettant de calculer les déformations produites par des efforts donnés. Nous utiliserons alors une méthode itérative pour la recherche de la solution en déformation.

Considérons un état d'équilibre de la section soumise à des sollicitations extérieures, qui peuvent s'écrire sous forme d'un vecteur $\langle F_s \rangle$ défini par :

$$\langle F_s \rangle = \langle N, M, V \rangle \quad (34)$$

On note par $\langle \delta_s \rangle$ le vecteur de déformation correspondant.

$$\langle \delta_s \rangle = \langle \varepsilon_g, \varphi, \gamma \rangle \quad (35)$$

Pour une variation $\langle \Delta F_s \rangle$ des efforts sollicitant, l'accroissement de déformation $\langle \Delta \delta_s \rangle$ de la section est recherché en utilisant la méthode de substitutions successives utilisant les matrices cordes. Cette méthode consiste à construire une suite de solutions $\langle \Delta \delta_s \rangle_0$; $\langle \Delta \delta_s \rangle_1, \dots, \langle \Delta \delta_s \rangle_i$; $\langle \Delta \delta_s \rangle_i$ étant calculée à partir de $\langle \Delta \delta_s \rangle_{i-1}$ en résolvant le système linéaire :

$$\{ \Delta F_{sn} \} = [K_s]_{i-1} \cdot [\Delta \delta_n]_i \quad (36)$$

Où $[K_s]_{i-1}$ est la matrice de rigidité corde de la section à l'itération $i-1$.

En partant de la solution initiale $\langle \Delta \delta_s \rangle_0$ nulle le schéma de résolution s'écrit :

$$\langle \Delta \delta_s \rangle_0 = \langle 0 \rangle \quad (37)$$

$$\langle \Delta \delta_s \rangle_i = [S_s]_{i-1} \cdot \{ \Delta F_s \} \quad (38)$$

Ou $[S_s]_{i-1}$ est la matrice de souplesse de la section a l'itération i-1.

On considère que l'équilibre de la section est atteint lorsque pour deux itérations successives la norme euclidienne n des déformations est inférieure à une tolérance T fixée a priori.

$$n = \frac{\langle \Delta \delta_i - \Delta \delta_{i-1} \rangle \cdot (\{ \Delta \delta_i \} - \{ \Delta \delta_{i-1} \})}{\langle \delta_s + \Delta \delta_i \rangle \cdot (\{ \delta_s \} + \{ \Delta \delta_i \})} < T \quad (39)$$

Ou $\langle \dots \rangle$ désigne le vecteur ligne.

II.8 Etablissement des courbes de comportement de la section

Ces courbes permettent d'observer le comportement d'une section en élasticité non linéaire jusqu'à rupture. Bien entendu, il n'est pas possible de représenter sur le plan une fonction à deux variables. On réduisant le problème à une seule variable deux représentations sont possibles :

La première consiste à trouver pour une valeur fixe de N et pour toute valeur M_i de M les déformations équilibrant le couple d'effort (N, M_i) on en déduit la courbe de chargement moment - courbure ($M = f(\delta w)$).

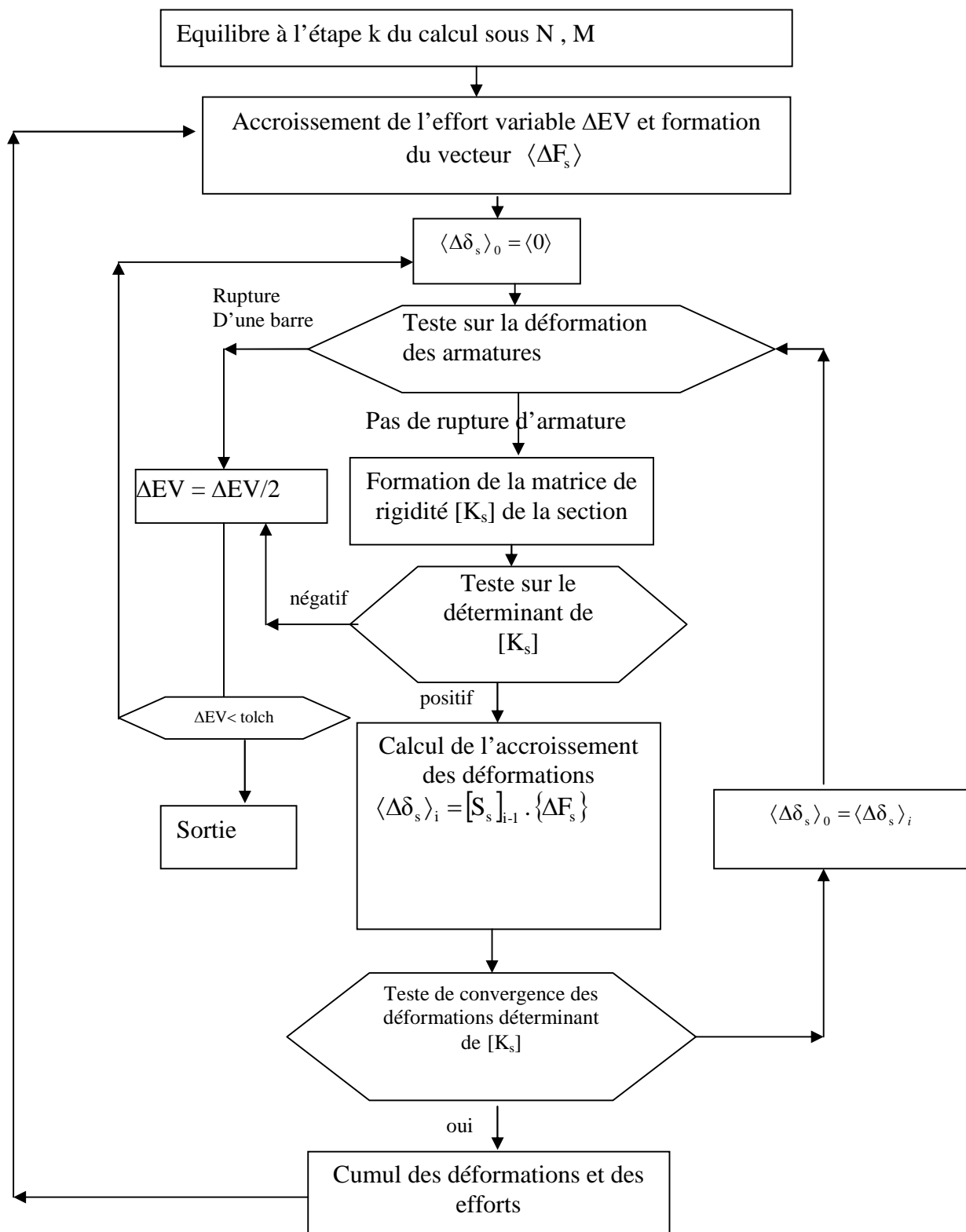
La deuxième consiste à trouver pour une valeur fixe de M et pour toute valeur N_i de N les déformations équilibrant le couple d'effort (N_i , M) on en déduit la courbe de chargement effort normal - déformation ($N = f(\delta u)$).

Le maximum de ces courbes est caractérisé par la nullité du déterminant de la matrice de rigidité $[K_s]$ de la section Virologueux [47]. Si cette condition indique bien l'épuisement de la capacité résistante de la section, dans le cas de la présence d'aciers ponctuels (béton armé) Cette caractérisation n'est plus efficace pour certains couples d'efforts (N, M), notamment ceux qui induisent la rupture de la section par rupture des armatures tendues. A cet effet un contrôle sur les déformations des fibres extrêmes du béton ainsi que sur la déformation dans

chaque barre d'aciers est prévu à l'amant du calcul itératif et ce afin de recueillir des indications sur les ruptures partielles de la section. Ainsi à la rupture d'une armature, le calcul s'arrête et indique la rupture de la section sans tenir compte du signe du déterminant de la matrice de rigidité de la section $[K_s]$. Nous présentons alors un organigramme général de calcul des courbes de comportement où ΔEV représente l'accroissement de l'effort variable, soit ΔM pour la première représentation et ΔN pour la deuxième représentation, et Tolch représente la tolérance admise sur la charge maximale fixée à priori.

Ces courbes de comportements permettent de suivre le comportement jusqu'à rupture de la section. De ce fait elles peuvent être un outil de simulation de la capacité résistante d'une section armée existante.

II.9 Organigramme de calcul des courbes de comportement à M fixe et à N fixe



II.10 Application au calcul des armatures en flexion composée

L'allure de la courbe frontière de résistance d'une section circulaire Fig II.6 montre bien que pour une valeur fixe de M dans l'intervalle $[a, b]$ nous avons deux solutions en N positif, et N négatif ce qui rend la recherche de la Valeur de l'effort normal pour définir le point $P(N, M)$ définissent la courbe frontière de résistance de la section compliqué. Par contre, pour un effort normal fixe le problème peut être réduit à la recherche d'une solution unique en M positif pour définir le point $P(N, M)$.

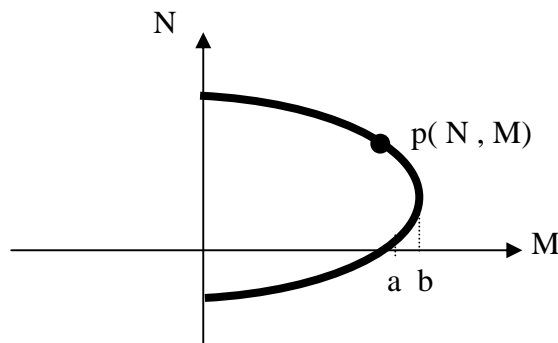


Fig II.6 : Allure de la courbe frontière de résistance d'une section circulaire

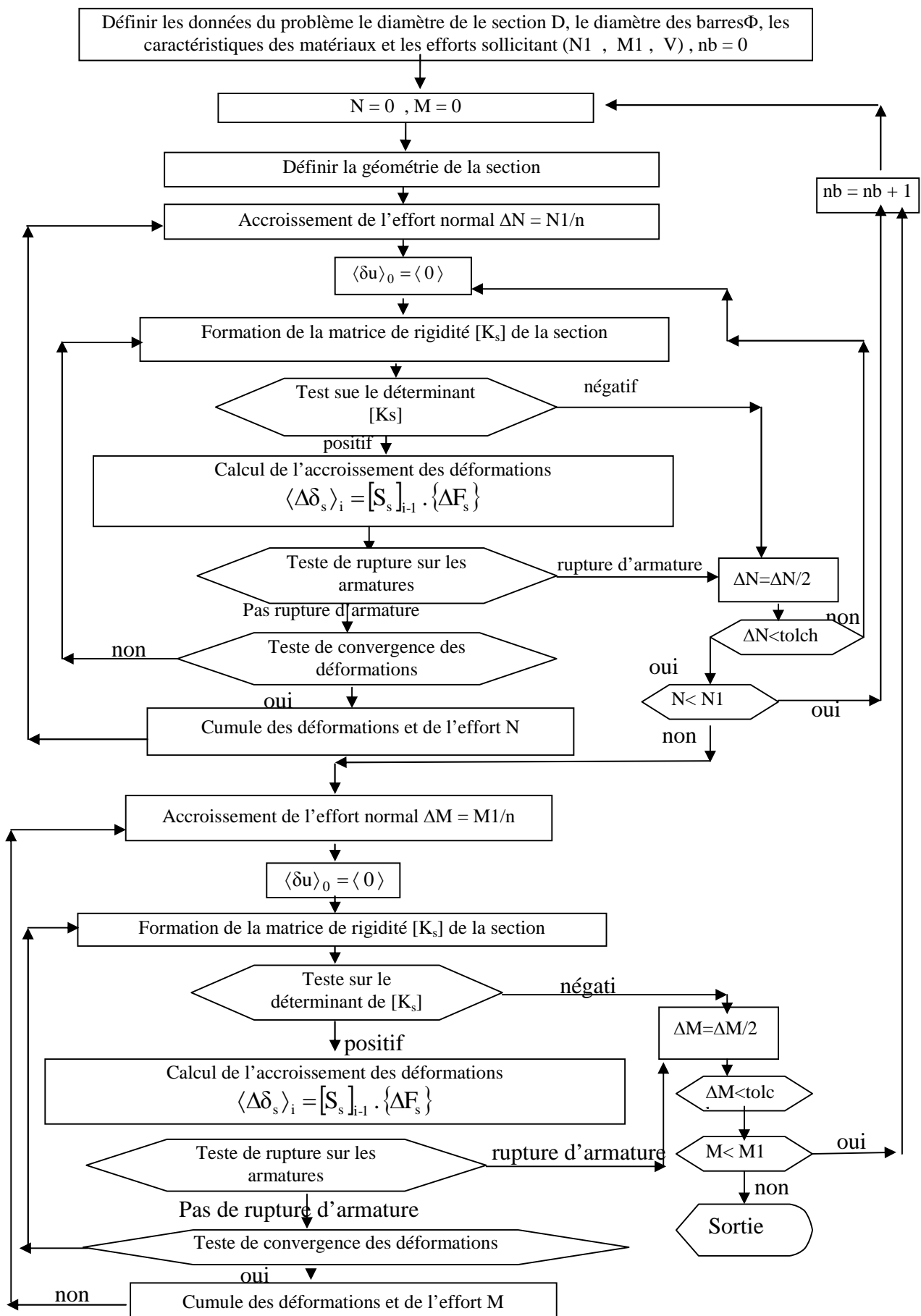
Nous proposons alors une méthode itérative capable de générer le nombre barres d'acier nécessaires à une section circulaire pour équilibrer le couple d'effort sollicitant (N, M) . Cette méthode consiste, pour un effort normal fixe N , à partir du béton seul en rajoutant les barres d'acier une à une jusqu'à faire rentrer le point représentatif du couple d'efforts sollicitant à l'intérieur du domaine de résistance de la section. La géométrie de la section est actualisée à chaque ajout d'une barre. Le principe de superposition nous permet d'abord de chercher la section capable de résister à l'effort normal N laquelle sera considérée comme une section de référence ou l'origine du calcul du premier moment fléchissant supérieur au moment sollicitant qui permet justement de faire rentrer le point représentatif du couple d'effort sollicitant à l'intérieur du domaine de résistance de la section. Enfin, pour

l'application de la méthode au calcul réglementaire, il suffit, d'adopter les caractéristiques des matériaux (béton et acier) admises par les règlements de calcul.

Nous avons mis au point un logiciel de calcul capable à la fois de simuler le comportement réel d'une section circulaire donnée en béton armé et d'effectuer un calcul d'armature d'une section circulaire pour un couple d'effort sollicitant donné (N , M). Et ce, aussi bien en comportement réel des matériaux qu'en celui conventionnel conformément au BAEL91 et à l'EROCODE2.

Ce logiciel a été utilisé pour simuler le comportement réel d'une section circulaire armée, d'une part, les résultats obtenus ont été comparés aux résultats expérimentaux. D'autre part, nous avons effectué un calcul d'armatures pour des sections de diamètre allant de 50 cm à 100 cm. Une comparaison a été faite avec la méthode de calcul proposée par le BAEL91 et l'EROCODE2 dans le cas de la traction simple et de la compression simple. Pour le cas de la flexion composée avec un effort normal de traction, les résultats de notre étude ont été comparés à ceux donnés par les abaques de Davidovecci.

Nous présentons ci-dessous un organigramme général de la méthode de calcul des armatures.



CHAPITRE III

APPLICATION AU CALCUL REGLEMENTAIRE
ET CONFRONTARION AU RESUTATS
EXPERIMENTAUX

III.1 Application au calcul réglementaire

III.1.1 Application au calcul réglementaire (cas de $d'/D = 0.1$)

Pour vérifier la compatibilité du présent calcul avec les règles BAEL91 et EUROCODE2. Nous avons effectué le calcul en flexion composée de sections circulaires de diamètre allant de 60 à 100 cm avec un rapport $d'/D = 0,1$ à l'état limite ultime. La résistance à la compression admissible du béton utilisé est $f_c/\gamma_b = 14,2$ mPa, la limite élastique admissible de l'acier utilisée est de $f_e/\gamma_s = 435$ mPa. Nous avons. Les résultats comparés à ceux donnée par les abaques de Davidovecci sont présentés dans les tableaux III(1 à 6).

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$
50	-1000	0,6	-	29,23	-	400	-1000	0,6	-	69,08	-
50	-750	0,6	-	23,08	-	400	-750	0,6	-	62,80	-
50	-500	0,6	-	16,92	-	400	-500	0,6	-	56,52	-
50	-250	0,6	-	10,77	-	400	-250	0,6	-	53,38	-
50	0	0,6	3,69	4,52	1,23	400	0	0,6	47,97	47,10	0,98
50	250	0,6	0,00	0,00	0,00	400	250	0,6	44,28	43,96	0,99
50	500	0,6	0,00	0,00	0,00	400	500	0,6	40,59	40,82	1,01
50	750	0,6	0,00	0,00	0,00	400	750	0,6	36,90	37,68	1,02
50	1000	0,6	0,00	0,00	0,00	400	1000	0,6	33,21	34,54	1,04
50	1250	0,6	0,00	0,00	0,00	400	1250	0,6	31,37	31,40	1,00
50	1500	0,6	0,00	0,00	0,00	400	1500	0,6	29,52	31,40	1,06
50	1750	0,6	0,00	0,00	0,00	400	1750	0,6	29,52	31,40	1,06
50	2000	0,6	0,00	0,00	0,00	400	2000	0,6	27,68	31,40	1,13
50	2250	0,6	0,00	0,00	0,00	400	2250	0,6	31,37	34,54	1,10
50	2500	0,6	0,00	0,00	0,00	400	2500	0,6	35,06	37,68	1,07
50	2750	0,6	0,00	0,00	0,00	400	2750	0,6	38,75	40,82	1,05
50	3000	0,6	0,00	0,00	0,00	400	3000	0,6	42,44	43,96	1,04
300	-1000	0,6	-	56,52	-	400	4000	0,6	60,89	62,80	1,03
300	-750	0,6	-	50,24	-	400	6000	0,6	103,2	103,2	1,00
300	-500	0,6	-	43,96	-	500	-1000	0,6	-	78,50	-
300	-250	0,6	-	40,82	-	500	-750	0,6	-	75,36	-
300	0	0,6	34,13	34,54	1,01	500	-500	0,6	-	69,08	-
300	250	0,6	29,52	31,40	1,06	500	-250	0,6	-	65,94	-
300	500	0,6	25,83	25,12	0,97	500	0	0,6	60,89	62,80	1,03
300	750	0,6	22,14	21,98	0,99	500	250	0,6	55,35	56,52	1,02
300	1000	0,6	18,45	18,84	1,02	500	500	0,6	53,51	53,38	1,00
300	1250	0,6	14,76	15,70	1,06	500	750	0,6	49,82	50,24	1,01
300	1500	0,6	14,76	15,70	1,06	500	1000	0,6	49,82	50,24	1,01
300	1750	0,6	11,07	12,56	1,13	500	1250	0,6	47,97	47,10	0,98
300	2000	0,6	12,92	15,70	1,22	500	1500	0,6	47,97	47,10	0,98
300	2250	0,6	14,76	15,70	1,06	500	1750	0,6	46,13	47,10	1,02
300	2500	0,6	16,61	18,84	1,13	500	2000	0,6	47,97	50,24	1,05
300	2750	0,6	19,37	21,98	1,13	500	2250	0,6	49,82	50,24	1,01
300	3000	0,6	23,06	25,12	1,09	500	2500	0,6	51,66	53,38	1,03
300	5000	0,6	65,5	65,94	1,01	500	2750	0,6	57,20	56,52	0,99
300	7000	0,6	110,7	113,04	1,02	500	3000	0,6	60,89	59,66	0,98

Tableau III.1 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovecci pour une section de 60 cm de diamètre.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	Calcul BAEL	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	Calcul BAEL
50	-1000	0,7	-	28,26	-	400	1750	0,7	10,05	10,048	1,00
50	-750	0,7	-	235,5	-	400	2000	0,7	5,02	5,652	1,13
50	-500	0,7	-	21,98	-	400	2250	0,7	3,77	4,5216	1,20
50	-250	0,7	-	12,56	-	400	2500	0,7	2,51	3,3912	1,35
50	0	0,7	5,02	6,28	1,00	400	2750	0,7	3,77	4,5216	1,20
50	250	0,7	0,00	0	1,00	400	3000	0,7	5,02	5,652	1,13
50	500	0,7	0,00	0	1,00	400	5000	0,7	38,92	40,82	1,05
50	750	0,7	0,00	0	1,00	400	10000	0,7	151,93	153,86	1,01
50	1000	0,7	0,00	0	1,00	450	-1000	0,7	-	65,94	-
50	1250	0,7	0,00	0	1,00	450	-750	0,7	-	59,66	-
50	1500	0,7	0,00	0	1,00	450	-500	0,7	-	53,38	-
50	1750	0,7	0,00	0	1,00	450	-250	0,7	-	50,24	-
50	2000	0,7	0,00	0	1,00	450	0	0,7	42,69	43,96	1,03
50	2250	0,7	0,00	0	1,00	450	250	0,7	37,67	37,68	1,00
50	2500	0,7	0,00	0	1,00	450	500	0,7	32,65	34,54	1,06
50	2750	0,7	0,00	0	1,00	450	750	0,7	27,62	28,26	1,02
50	3000	0,7	0,00	0	1,00	450	1000	0,7	25,11	25,12	1,00
300	-1000	0,7	-	50,24	-	450	1250	0,7	20,09	21,98	1,09
300	-750	0,7	-	43,96	-	450	1500	0,7	17,58	18,84	1,07
300	-500	0,7	-	40,82	-	450	1750	0,7	15,07	15,7	1,04
300	-250	0,7	-	34,54	-	450	2000	0,7	12,56	15,7	1,25
300	0	0,7	27,62	28,26	1,02	450	2250	0,7	12,56	12,56	1,00
300	250	0,7	21,35	21,98	1,03	450	2500	0,7	12,56	12,56	1,00
300	500	0,7	15,07	16,0768	1,07	450	2750	0,7	12,56	12,3088	0,98
300	750	0,7	11,30	12,0576	1,07	450	3000	0,7	12,56	13,8474	1,10
300	1000	0,7	5,02	6,0288	1,20	450	5000	0,7	45,20	47,1	1,04
300	1250	0,7	2,51	3,3912	1,35	450	10000	0,7	158,21	160,14	1,01
300	1500	0,7	0,00	0	1,00	500	-1000	0,7	-	69,08	-
300	1750	0,7	0,00	0	1,00	500	-750	0,7	-	65,94	-
300	2000	0,7	0,00	0	1,00	500	-500	0,7	-	59,66	-
300	2250	0,7	0,00	0	1,00	500	-250	0,7	-	53,38	-
300	2500	0,7	0,00	0	1,00	500	0	0,7	47,71	50,24	1,05
300	2750	0,7	0,00	0	1,00	500	250	0,7	43,95	43,96	1,00
300	3000	0,7	0,00	0	1,00	500	500	0,7	40,18	40,82	1,02
300	5000	0,7	25,11	26,1562	1,04	500	750	0,7	32,65	34,54	1,06
400	-1000	0,7	-	59,66	-	500	1000	0,7	30,14	31,4	1,04
400	-750	0,7	-	53,38	-	500	1250	0,7	26,37	28,26	1,07
400	-500	0,7	-	50,24	-	500	1500	0,7	22,60	25,12	1,11
400	-250	0,7	-	43,96	-	500	1750	0,7	20,09	21,98	1,09
400	0	0,7	36,41	37,68	1,03	500	2000	0,7	20,09	21,98	1,09
400	250	0,7	33,90	34,54	1,02	500	2250	0,7	17,58	18,84	1,07
400	500	0,7	27,62	28,26	1,02	500	2500	0,7	20,09	21,98	1,09
400	750	0,7	25,11	25,12	1,00	500	2750	0,7	20,09	21,98	1,09
400	1000	0,7	17,58	18,84	1,07	500	3000	0,7	20,09	21,98	1,09
400	1250	0,7	15,07	15,7	1,04	500	5000	0,7	50,23	53,38	1,06
400	1500	0,7	12,56	12,56	1,00	500	7500	0,7	105,47	106,76	1,01

Tableau III.2 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques Davidovici pour une section de 70 cm de diamètre en flexion composée.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$
0	0	0,7	0,00	0	1,00	0	-1000	0,7	10,05	10,048	1,00
100	0	0,7	8,79	9,42	1,07	0	-750	0,7	5,02	5,652	1,13
200	0	0,7	17,58	18,84	1,07	0	-500	0,7	3,77	4,5216	1,20
300	0	0,7	27,62	28,26	1,02	0	-250	0,7	2,51	3,3912	1,35
400	0	0,7	37,67	37,68	1,00	0	0	0,7	0,00	0,00	1,00
500	0	0,7	50,23	50,24	1,00	0	250	0,7	0,00	0,00	1,00
600	0	0,7	57,76	59,66	1,03	0	500	0,7	0,00	0,00	1,00
700	0	0,7	70,32	72,22	1,03	0	750	0,7	0,00	0,00	1,00
800	0	0,7	82,87	84,78	1,02	0	1000	0,7	0,00	0,00	1,00
900	0	0,7	95,43	97,34	1,02	0	2000	0,7	0,00	0,00	1,00
1000	0	0,7	105,47	106,76	1,01	0	3000	0,7	0,00	0,00	1,00
1100	0	0,7	118,03	119,32	1,01	0	4000	0,7	0,00	0,00	1,00
1200	0	0,7	133,10	135,02	1,01	0	5000	0,7	0,00	0,00	1,00
1300	0	0,7	145,65	147,58	1,01	0	6000	0,7	13,10	14,06	1,07

Tableau III.3 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par BAEL pour une section de 70 cm de diamètre en traction et compression simple ainsi que la flexion simple.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	Calcul BAEL	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	Calcul BAEL
50	-1000	0,8	-	28,26	-	450	1000	0,8	11,48	12,56	1,09
50	-750	0,8	-	21,98	-	450	1250	0,8	9,84	10,05	1,02
50	-500	0,8	-	15,70	-	450	1500	0,8	4,92	5,65	1,15
50	-250	0,8	-	9,42	-	450	1750	0,8	1,64	1,13	0,69
50	0	0,8	3,28	3,39	1,03	450	2000	0,8	0,00	0,00	-
50	250	0,8	0,00	0,00	-	450	3000	0,8	0,00	0,00	-
50	500	0,8	0,00	0,00	-	450	5000	0,8	0,00	0,00	-
50	1000	0,8	0,00	0,00	-	450	10000	0,8	114,0	116,1	1,01
50	3000	0,8	0,00	0,00	-	500	-1000	0,8	-	65,94	-
300	-1000	0,8	-	47,10	-	500	-750	0,8	-	59,66	-
300	-750	0,8	-	40,82	-	500	-500	0,8	-	56,52	-
300	-500	0,8	-	34,54	-	500	-250	0,8	-	50,24	-
300	-250	0,8	-	28,26	-	500	0	0,8	39,36	40,82	1,04
300	0	0,8	23,78	24,12	1,01	500	250	0,8	34,44	34,54	1,00
300	250	0,8	18,04	18,09	1,00	500	500	0,8	29,52	30,14	1,02
300	500	0,8	11,48	12,06	1,05	500	750	0,8	22,96	24,12	1,05
300	750	0,8	8,20	8,04	0,98	500	1000	0,8	19,68	20,10	1,02
300	1000	0,8	0,00	0,00	-	500	1250	0,8	16,40	16,08	0,98
300	1250	0,8	0,00	0,00	-	500	1500	0,8	9,84	10,05	1,02
300	1500	0,8	0,00	0,00	-	500	1750	0,8	6,56	6,78	1,03
300	2000	0,8	0,00	0,00	-	500	2000	0,8	3,28	4,52	1,38
300	3000	0,8	0,00	0,00	-	500	2250	0,8	0,00	0,00	-
400	-1000	0,8	-	53,38	-	500	2500	0,8	0,00	0,00	-
400	-750	0,8	-	50,24	-	500	2750	0,8	0,00	0,00	-
400	-500	0,8	-	43,96	-	500	3000	0,8	0,00	0,00	-
400	-250	0,8	-	37,68	-	500	5000	0,8	9,84	9,42	0,96
400	0	0,8	29,52	31,40	1,06	500	10000	0,8	118,8	119,3	1,01
400	250	0,8	26,24	25,12	0,96	1000	-1000	0,8	-	65,94	-
400	500	0,8	19,68	21,98	1,12	1000	-750	0,8	-	59,66	-
400	750	0,8	16,40	15,70	0,96	1000	-500	0,8	-	56,52	--
400	1000	0,8	9,84	12,56	1,28	1000	-250	0,8	-	50,24	-
400	1250	0,8	3,28	4,52	1,38	1000	0	0,8	88,56	87,92	0,99
400	1500	0,8	0,00	0,00	-	1000	250	0,8	85,28	84,78	0,99
400	1750	0,8	0,00	0,00	-	1000	500	0,8	78,72	78,50	1,00
400	4000	0,8	0,00	0,00	-	1000	750	0,8	75,44	75,36	1,00
400	6000	0,8	16,40	15,70	0,96	1000	1000	0,8	72,16	72,22	1,00
450	-1000	0,8	-	59,66	-	1000	1250	0,8	68,88	69,08	1,00
450	-750	0,8	-	53,38	-	1000	1500	0,8	65,60	65,94	1,01
450	-500	0,8	-	47,10	-	1000	1750	0,8	62,32	62,80	1,01
450	-250	0,8	-	40,82	-	1000	2000	0,8	62,32	62,80	1,01
450	0	0,8	36,08	36,17	1,00	1000	2250	0,8	59,04	59,66	1,01
450	250	0,8	31,16	31,40	1,01	1000	2500	0,8	59,04	59,66	1,01
450	500	0,8	24,60	25,12	1,02	1000	5000	0,8	78,72	78,50	1,00
450	750	0,8	18,04	18,84	1,04	1000	10000	0,8	172,0	172,7	1,00

Tableau III.4 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovecci pour une section de 80 Cm de diamètre.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$
0	0	1	0	0	1,00	500	500	1	20,50	18,84	0,92
200	0	1	10,25	11,30	1,10	500	750	1	12,81	12,56	0,98
400	0	1	20,50	22,60	1,10	500	1000	1	7,69	6,28	0,82
600	0	1	35,88	37,68	1,05	500	1250	1	2,56	3,14	1,23
800	0	1	48,69	50,24	1,03	500	1500	1	0,00	0	-
1000	0	1	61,50	62,80	1,02	500	2000	1	0,00	0	-
1200	0	1	76,88	78,50	1,02	500	3000	1	0,00	0	-
1500	0	1	97,38	100,48	1,02	1000	-1000	1	-	84,78	-
2000	0	1	138,38	141,30	1,02	1000	-750	1	-	78,5	-
2500	0	1	179,38	182,12	1,02	1000	-500	1	-	72,22	-
3000	0	1	225,50	226,08	1,00	1000	-250	1	-	65,94	-
3800	0	1	297,25	298,30	1,00	1000	0	1	61,50	62,8	1,02
400	-1000	1	-	43,96	-	1000	250	1	58,94	59,66	1,01
400	-750	1	-	37,68	-	1000	500	1	53,81	53,38	0,99
400	-500	1	-	34,54	-	1000	750	1	48,69	50,24	1,03
400	-250	1	-	28,26	-	1000	1000	1	43,56	43,96	1,01
400	0	1	25,63	25,12	0,98	1000	1250	1	35,88	37,68	1,05
400	250	1	17,94	18,84	1,05	1000	1500	1	33,31	34,54	1,04
400	500	1	12,81	12,56	0,98	1000	1750	1	28,19	28,26	1,00
400	750	1	5,13	6,28	1,23	1000	2000	1	25,63	25,12	0,98
400	1000	1	0,00	0	-	1000	2250	1	17,94	18,84	1,05
400	2000	1	0,00	0	-	1000	2500	1	15,38	15,7	1,02
400	3000	1	0,00	0	-	1000	5000	1	0,00	-	-
400	4000	1	0,00	0	-	1000	10000	1	56,38	59,66	1,06
400	6000	1	0,00	0	-	1000	15000	1	174,25	175,84	1,01
450	-1000	1	-	47,1	-	3000	-1000	1	-	238,64	-
450	-750	1	-	40,82	-	3000	-750	1	-	235,5	-
450	-500	1	-	37,68	-	3000	-500	1	-	232,36	-
450	-250	1	-	31,4	-	3000	-250	1	-	229,22	-
450	0	1	28,19	28,26	1,00	3000	0	1	225,50	226,08	1,00
450	250	1	20,50	21,98	1,07	3000	250	1	222,94	222,94	1,00
450	500	1	15,38	15,7	1,02	3000	500	1	220,38	219,8	1,00
450	750	1	10,25	9,42	0,92	3000	750	1	215,25	216,66	1,01
450	1000	1	2,56	3,14	1,23	3000	1000	1	212,69	213,52	1,00
450	2000	1	0,00	-	-	3000	1250	1	210,13	210,38	1,00
450	3000	1	0,00	-	-	3000	1500	1	205,00	207,24	1,01
450	10000	1	10,25	12,56	1,23	3000	1750	1	205,00	207,24	1,01
500	-1000	1	-	50,24	-	3000	2000	1	202,44	204,1	1,01
500	-750	1	-	43,96	-	3000	2250	1	199,88	200,96	1,01
500	-500	1	-	40,82	-	3000	2500	1	199,88	200,96	1,01
500	-250	1	-	34,54	-	3000	5000	1	197,31	197,82	1,00
500	0	1	30,75	31,4	1,02	3000	10000	1	266,50	263,76	0,99
500	250	1	25,63	25,12	0,98	3000	12000	1	299,82	301,44	1,01

Tableau III.5 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques de Davidovici pour une section de 100 cm de diamètre.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	Calcul BAEL	M (kN. m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	Calcul BAEL
0	0	1	0,00	0	1,00	0	-1000	1	22,98	23,7384	1,03
100	0	1	5,13	5,652	1,10	0	-750	1	17,24	18,0864	1,05
200	0	1	10,25	11,304	1,10	0	-500	1	11,49	12,4344	1,08
300	0	1	15,38	16,956	1,10	0	-250	1	5,75	6,7824	1,18
400	0	1	20,50	22,608	1,10	0	0	1	0,00	0	1,00
500	0	1	30,75	31,4	1,02	0	250	1	0,00	0	1,00
600	0	1	35,88	37,68	1,05	0	500	1	0,00	0	1,00
700	0	1	41,00	43,96	1,07	0	750	1	0,00	0	1,00
800	0	1	48,69	50,24	1,03	0	1000	1	0,00	0	1,00
900	0	1	56,38	56,52	1,00	0	2000	1	0,00	0	1,00
1000	0	1	61,50	62,8	1,02	0	3000	1	0,00	0	1,00
1100	0	1	71,75	72,22	1,01	0	4000	1	0,00	0	1,00
1200	0	1	76,88	78,5	1,02	0	5000	1	0,00	0	1,00
1300	0	1	82,00	84,78	1,03	0	6000	1	0,00	0	1,00
1400	0	1	92,25	94,2	1,02	0	7000	1	0,00	0	1,00
1500	0	1	97,38	100,48	1,03	0	8000	1	0	0	1,00
1600	0	1	107,63	109,9	1,02	0	8000	1	0	0	1,00
1700	0	1	115,31	116,18	1,01	0	9000	1	0	0	1,00
1800	0	1	123,00	125,6	1,02	0	10000	1	0	0	1,00
1900	0	1	130,69	131,88	1,01	0	11500	1	10,25	9,0432	0,88
2000	0	1	138,38	141,3	1,02	0	12500	1	30,75	31,6512	1,03
2250	0	1	161,44	163,28	1,01	0	13500	1	56,38	55,3896	0,98
2500	0	1	179,38	182,12	1,02	0	15000	1	87,13	89,3016	1,02

Tableau III.6 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le BAEL pour une section de 100 cm de diamètre en traction, compression et flexion simple.

III.1.2 Représentation graphique de résultats

Les figures III (1 à 6) montrent également une comparaison des résultats obtenus à ceux donnés par les abaques de Davidovecci pour un effort normal de compression et à ceux calculés selon les règles BAEL91 et Eurocode2 dans le cas de la traction et de la compression simple et ce, pour différents diamètres de la section et différentes valeurs du moment fléchissant. La résistance à la compression admissible du béton utilisé est $f_c/\gamma_b = 14,2$ MPa , la limite élastique admissible de l'acier utilisée est de $f_e/\gamma_s = 435$ MPa .

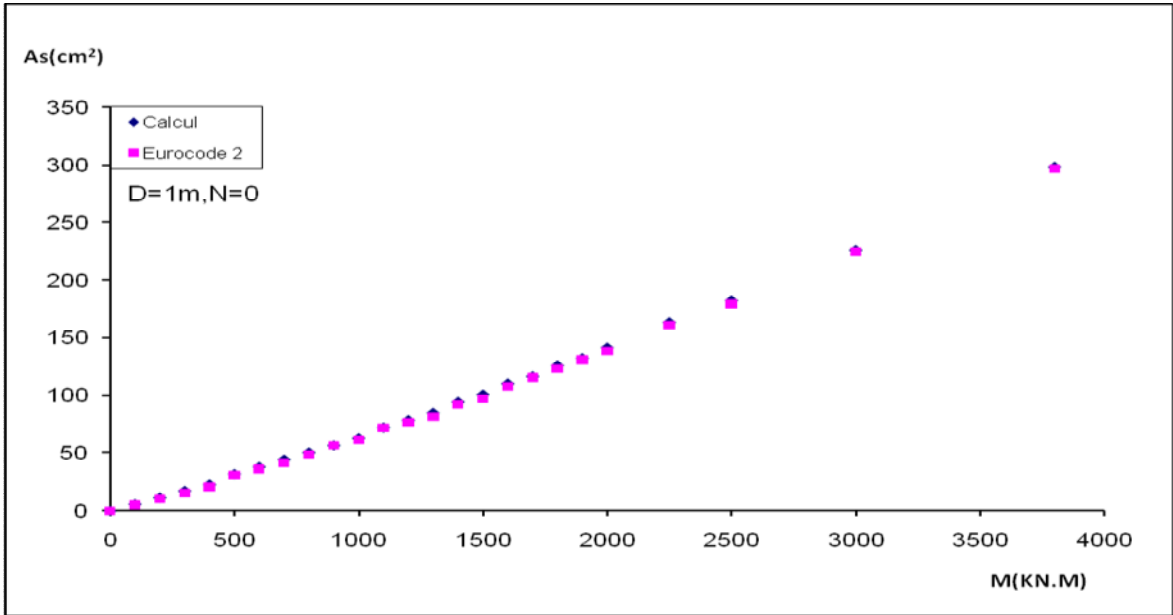


Fig III.1 : flexion simple D=1 m

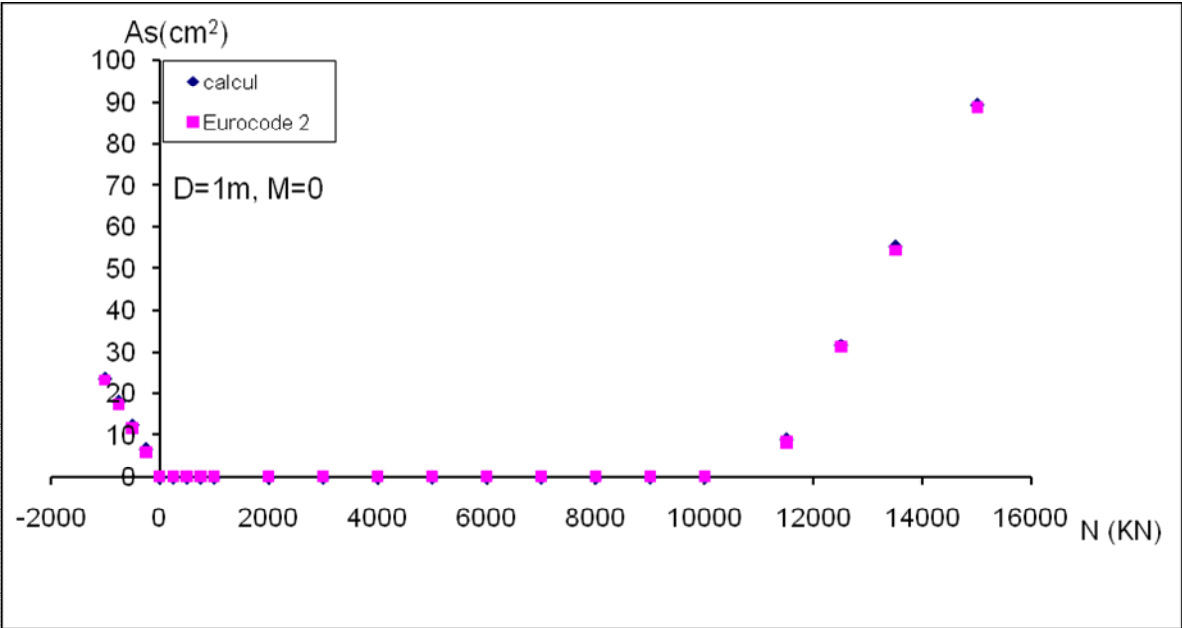


Fig III.2 : compression, et traction simple D= 1 m

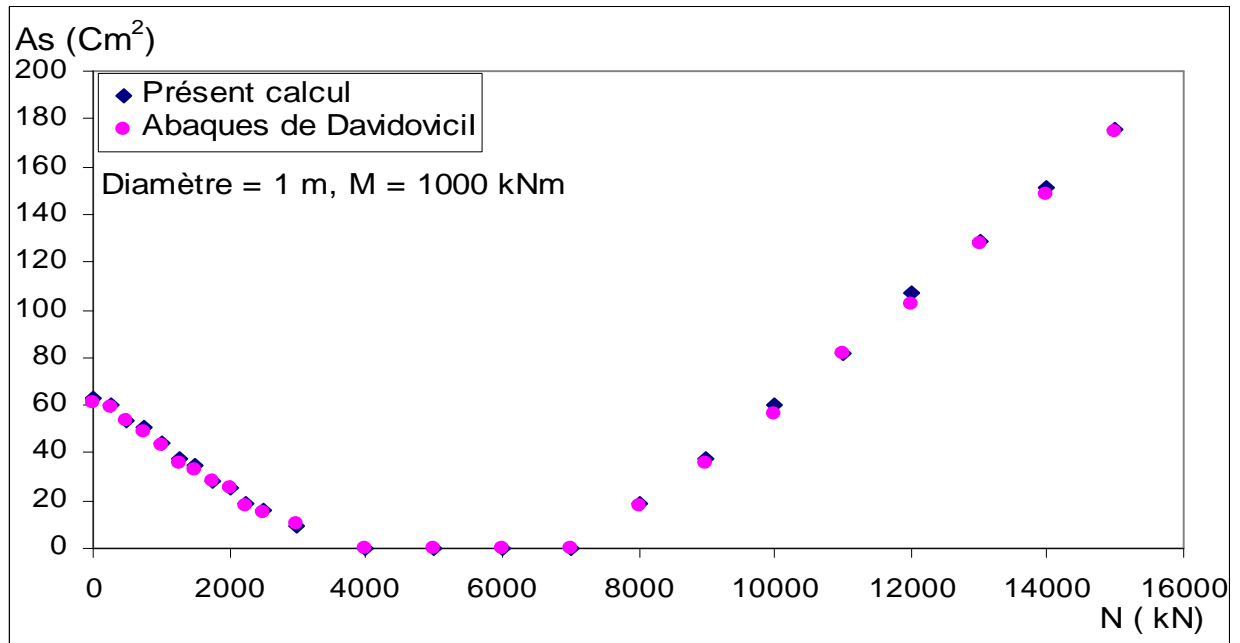


Fig III.3 : flexion composée

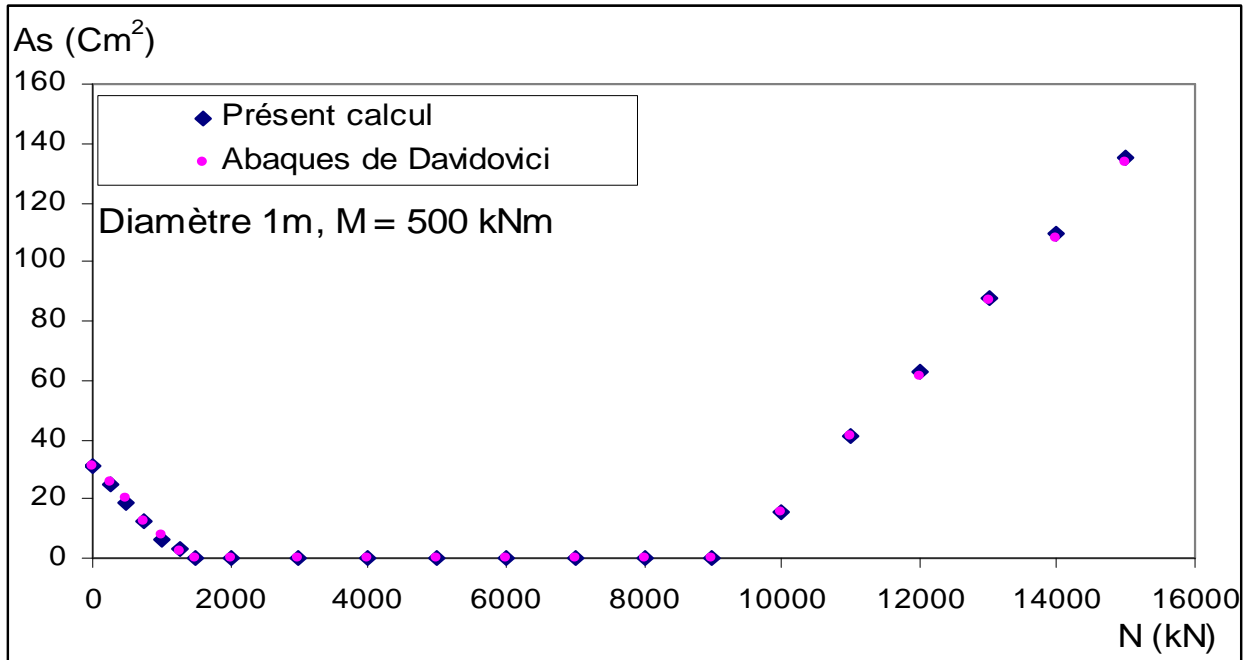


Fig III.4 : flexion composée

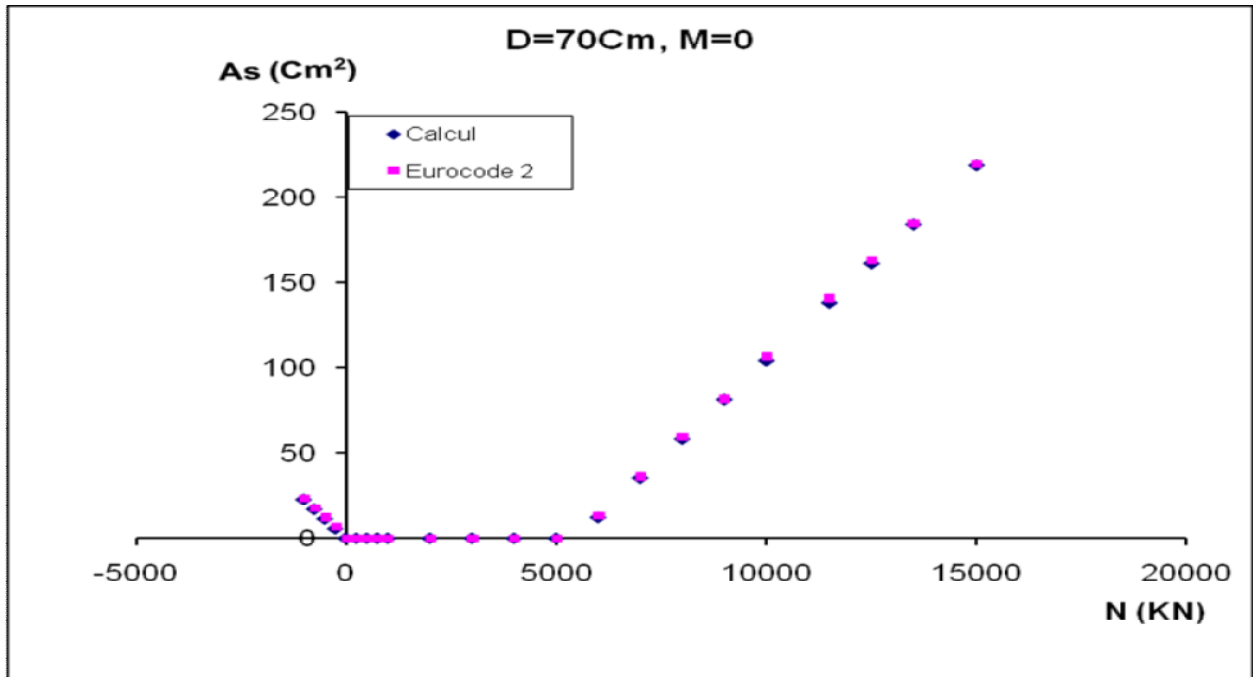


Fig III.5 : compression, et traction simple

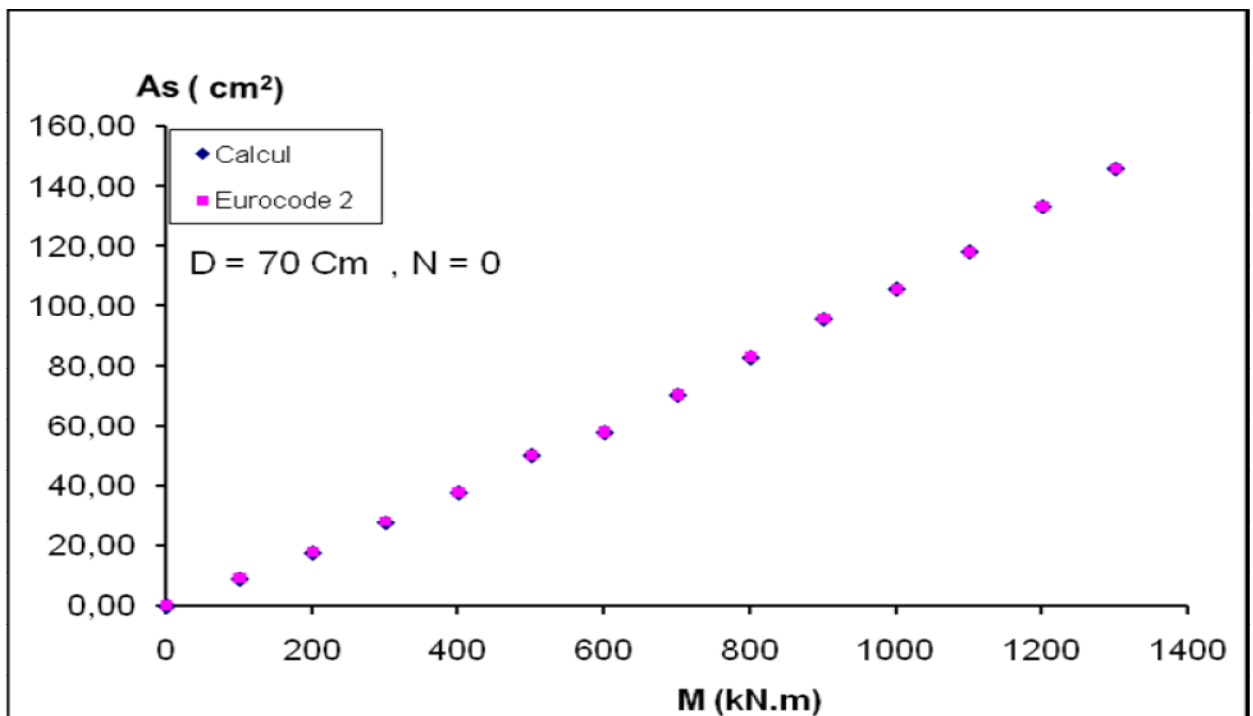


Fig III.6 : flexion simple D=70 Cm

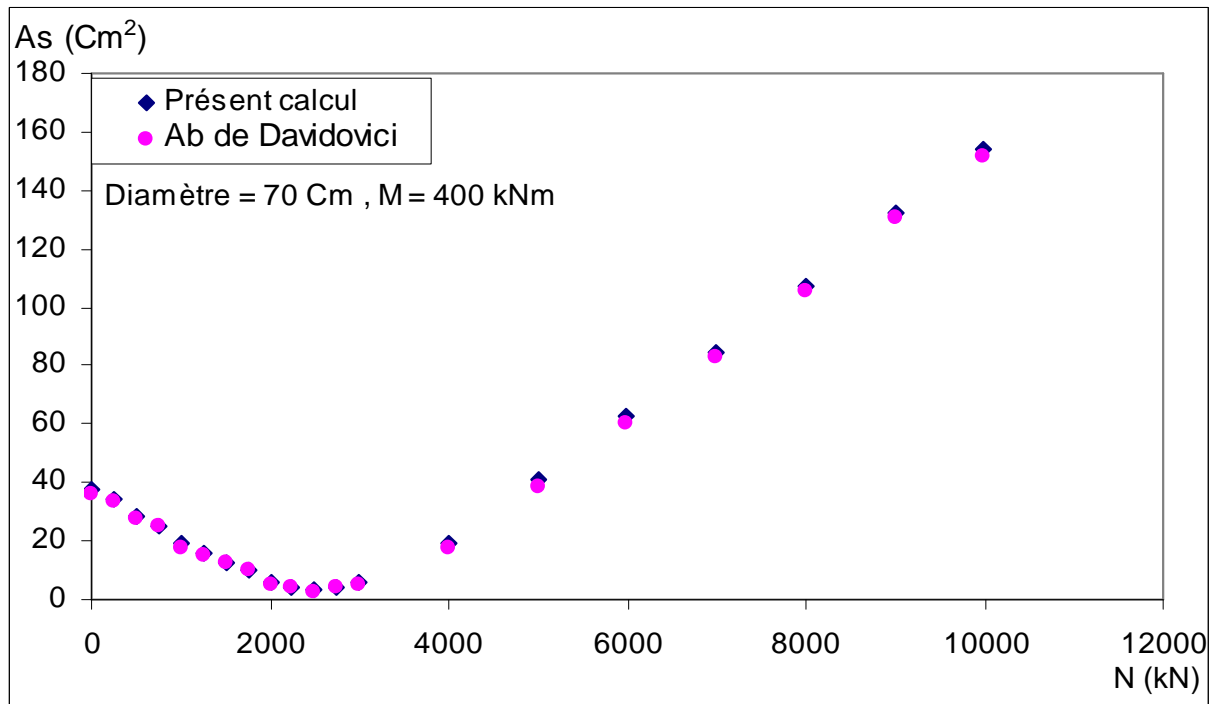


Fig III.7 : flexion composée D=70 Cm

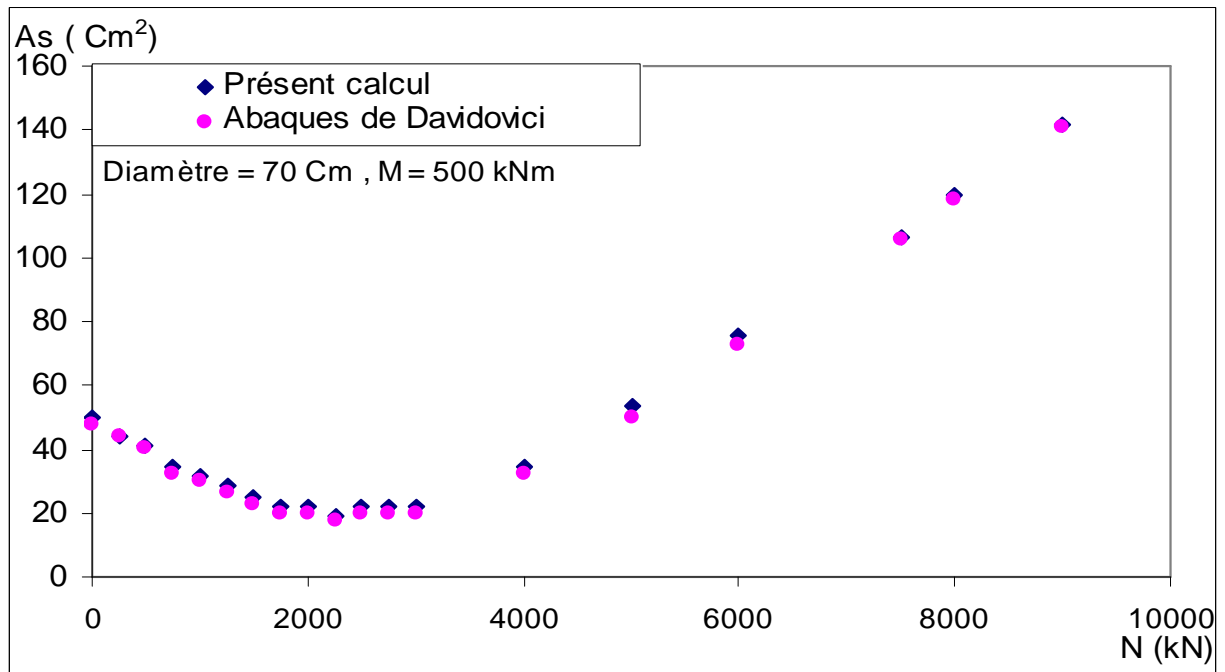


Fig III.8 : flexion composée D=70 Cm

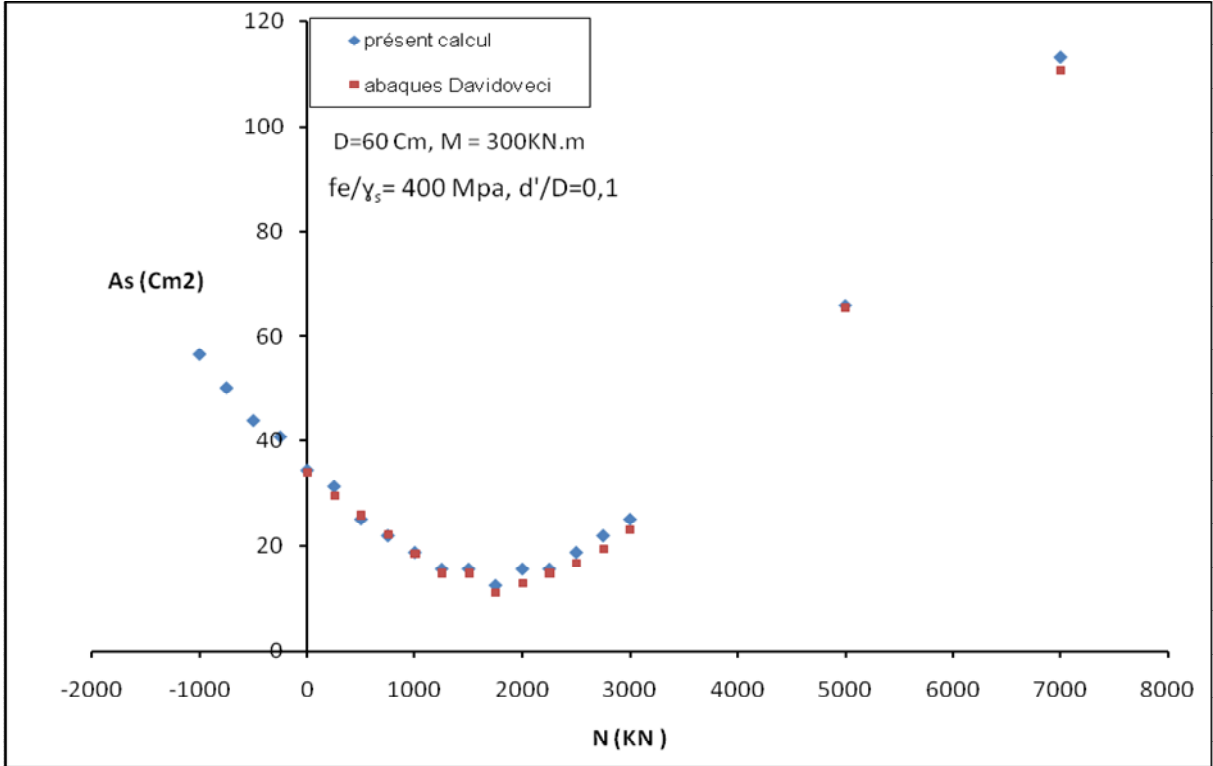


Fig III.9 : flexion composée D=60 Cm

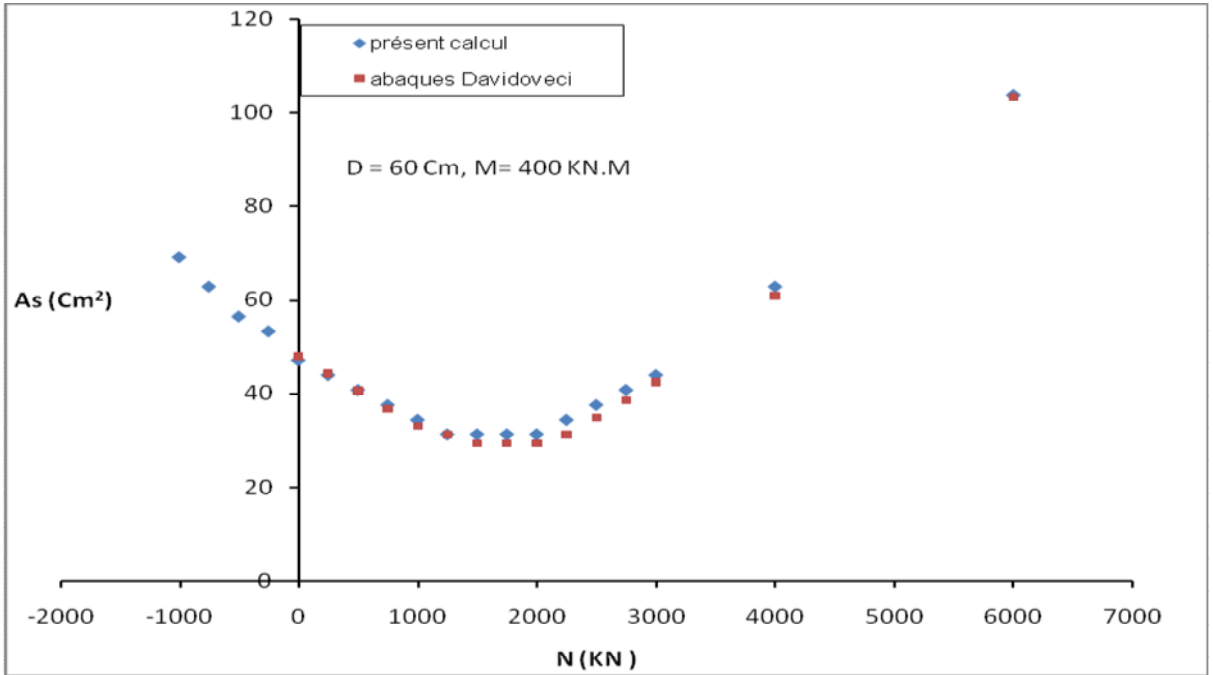


Fig III.10 : flexion composée D=60 Cm

Nous pouvons remarquer que les valeurs calculées correspondent parfaitement à celle obtenue avec la méthode proposée dans les règles BAEL91 et Eurocode 2 dans le cas de la traction et de la compression simple et à celles obtenues par les abaques de Davidovecci en flexion composée et pour un effort de compression. La différence entre la section calculée et celle du BAEL91 et Eurocode 2 s'explique par le fait que dans le présent calcul, nous ne cherchons pas la section exacte nécessaire à l'équilibre du couple d'effort (N,M) mais la première section qui fait rentrer le point d'abscisse M et d'ordonnée N à l'intérieur du domaine de résistance de la section en augmentant à chaque fois la section d'armature par une barre complète. Enfin nous pouvons noter que cette différence n'a en aucun cas dépassé la section d'une barre. Dans le cas d'un effort normal de traction, nous pouvons noter que la section d'acier obtenue par le présent calcul est cohérente, en effet, au voisinage de $M = 0$ nous remarquons une continuité du ferrailage en passant de l'effort normal de traction à un effort normal de compression. De plus pour une valeur de $M = 0$ Nous retrouvons sans difficultés la section d'acier donnée par le calcul en traction simple selon les règles BAEL91 et EUROCODE 2.

III.1.3 Application au calcul réglementaire (cas de $d'/D = 0.05$)

Une application au calcul réglementaire des sections circulaires a été effectuée dans le cas d'un rapport $d'/D = 0.05$. Dans ce cas d'enrobage des armatures, le calcul a été effectué pour différents diamètres de la section et pour également différentes valeurs du moment fléchissant et de l'effort normal. Une comparaison des résultats soit aux résultats obtenus par les abaques de Davidovecci dans le cas d'un effort normal de compression soit à l'Eurocode 2 et le BAEL91 dans le cas de la traction simple et de la compression simple est effectuée. Les résultats de la comparaison sont récapitulés dans les tableaux III(7 à 10) suivant :

Pour un rapport $d'/D = 0.05$: ou d' représente l'enrobage des armatures. Et D : le diamètre de la section du béton.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$
0	-1000	0,6	22,98	23,09	1,00	400	-500	0,6	-	56,52	-
0	-750	0,6	17,24	18,47	1,07	400	-250	0,6	-	53,38	-
0	-500	0,6	11,49	12,05	1,04	400	0	0,6	42,43	42,21	0,99
0	-250	0,6	5,74	6,16	1,07	400	250	0,6	38,74	38,20	0,98
50	-1000	0,6	-	29,23	-	400	500	0,6	33,22	34,56	1,04
50	-750	0,6	-	23,07	-	400	750	0,6	29,52	31,42	1,06
50	-500	0,6	-	16,92	-	400	1000	0,6	27,67	28,27	1,02
50	-250	0,6	-	10,77	-	400	1250	0,6	25,83	25,13	1,04
50	0	0,6	5,53	4,52	0,81	400	1500	0,6	23,98	23,13	1,04
50	250	0,6	0,00	0,00	-	400	1750	0,6	22,14	21,99	0,99
50	500	0,6	0,00	0,00	-2	400	3000	0,6	38,74	38,20	0,98
50	1000	0,6	0,00	0,00	-	400	4000	0,6	57,19	56,57	0,98
50	3000	0,6	0,00	0,00	-	400	6000	0,6	95,94	97,34	1,01
300	-1000	0,6	-	56,52	-	500	-1000	0,6	-	78,5	-
300	-750	0,6	-	50,24	-	500	-750	0,6	-	75,36	-
300	-500	0,6	-	43,96	-	500	-500	0,6	-	69,08	-
300	-250	0,6	-	40,82	-	500	-250	0,6	-	65,94	-
300	0	0,6	34,13	32,17	1,01	500	0	0,6	55,67	56,55	1,01
300	250	0,6	25,83	26,14	1,00	500	250	0,6	49,81	50,26	1,00
300	500	0,6	22,14	22,12	1,05	500	500	0,6	46,12	47,12	1,02
300	750	0,6	18,45	18,10	0,98	500	750	0,6	42,43	43,98	1,03
300	1000	0,6	14,74	14,71	0,99	500	1000	0,6	40,59	40,84	1,00
300	1250	0,6	12,91	12,44	0,96	500	1250	0,6	40,59	40,84	1,00
300	1500	0,6	11,07	11,31	1,02	500	1500	0,6	36,90	37,7	1,02
300	2000	0,6	11,07	10,18	0,91	500	1750	0,6	36,90	37,7	1,02
300	3000	0,6	23,06	21,49	0,93	500	2000	0,6	40,59	40,84	1,00
400	-1000	0,6	-	69,08	-	500	2250	0,6	42,43	43,98	1,03
400	-750	0,6	-	62,8	-	500	2500	0,6	46,12	47,12	1,02

Tableau III.7 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposés par Davidovecci pour une section de 60 cm de diamètre.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	0,8	22,98	23,09	1,00	400	1750	0,8	0	0	1
0	-750	0,8	17,24	18,47	1,07	400	4000	0,8	0	0	1
0	-500	0,8	11,49	12,05	1,04	400	10000	0,8	101,68	106,76	1,05
0	-250	0,8	5,74	6,79	1,18	450	-1000	0,8	-	56,52	-
50	-1000	0,8	-	28,27	-	450	-750	0,8	-	50,24	-
50	-750	0,8	-	21,99	-	450	-500	0,8	-	43,96	-
50	-500	0,8	-	15,73	-	450	-250	0,8	-	40,82	-
50	-250	0,8	-	9,42	-	450	0	0,8	32,80	34,17	1,04
50	0	0,8	0,00	0,00	-	450	250	0,8	29,52	28,27	0,96
50	250	0,8	0,00	0,00	-	450	500	0,8	22,96	24,12	1,02
50	500	0,8	0,00	0,00	-	450	750	0,8	18,04	18,09	1,04
50	1000	0,8	0,00	0,00	-	450	1000	0,8	13,12	14,07	1,07
50	3000	0,8	0,00	0,00	-	450	1250	0,8	9,84	9,42	0,95
300	-1000	0,8	-	44,33	-	450	1500	0,8	4,92	6,03	1,15
300	-750	0,8	-	40,21	-	450	1750	0,8	0,00	0,00	-
300	-500	0,8	-	34,18	-	450	2000	0,8	0,00	0,00	-
300	-250	0,8	-	28,15	-	450	3000	0,8	0,00	0,00	-
300	0	0,8	22,97	21,99	0,95	450	5000	0,8	0,00	0,00	-
300	250	0,8	16,40	16,90	1,03	450	10000	0,8	114,80	116,18	1,01
300	500	0,8	9,84	10,18	1,03	1000	-1000	0,8	-	100,48	-
300	750	0,8	6,56	6,79	1,03	1000	-750	0,8	-	94,20	-
300	1000	0,8	0,00	0,00	-	1000	-500	0,8	-	91,06	-
300	1250	0,8	0,00	0,00	-	1000	-250	0,8	-	84,78	-
300	1500	0,8	0,00	0,00	-	1000	0	0,8	78,72	80,40	1,02
300	2000	0,8	0,00	0,00	-	1000	250	0,8	75,44	75,36	0,99
300	3000	0,8	0,00	0,00	-	1000	500	0,8	72,16	72,22	1,00
300	10000	0,8	95,12	97,34	1,02	1000	750	0,8	67,76	69,08	1,02
400	-1000	0,8	-	52,26	-	1000	1000	0,8	64,68	65,94	1,01
400	-750	0,8	-	46,23	-	1000	1250	0,8	62,32	62,80	1,00
400	-500	0,8	-	40,20	-	1000	1500	0,8	59,04	59,66	1,01
400	-250	0,8	-	36,18	-	1000	1750	0,8	55,76	56,52	1,01
400	0	0,8	29,52	31,40	1,06	1000	2000	0,8	55,76	56,52	1,01
400	250	0,8	26,24	25,13	0,95	1000	2250	0,8	52,48	53,38	1,01
400	500	0,8	19,68	20,11	1,02	1000	2500	0,8	49,20	50,24	1,02
400	750	0,8	16,40	14,07	0,95	1000	3000	0,8	49,20	50,24	1,02
400	1000	0,8	9,84	9,05	0,91	1000	5000	0,8	68,88	69,08	1,00
400	1250	0,8	0	0	1	1000	10000	0,8	157,44	163,28	1,03
400	1500	0,8	0	0	1	1000	10000	0,8	157,44	163,28	1,03

Tableau III.8 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposés par Davidovecci pour une section de 80 cm de diamètre

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	1	22,98	23,09	1,00	400	-500	1	-	31,40	-
0	-750	1	17,24	18,47	1,07	400	-250	1	-	28,26	-
0	-500	1	11,49	12,05	1,04	400	0	1	20,50	21,98	1,07
0	-250	1	5,74	6,79	1,18	400	250	1	17,93	18,84	1,05
50	-1000	1	-	28,26	-	400	500	1	10,25	12,06	1,17
50	-750	1	-	21,98	-	400	750	1	6,12	6,28	1,02
50	-500	1	-	15,17	-	400	1000	1	0	0	1
50	-250	1	-	9,42	-	400	1250	1	0	0	1
50	0	1	0,00	0,00	-	400	1500	1	0	0	1
50	250	1	0,00	0,00	-	400	1750	1	0	0	1
50	500	1	0,00	0,00	-	400	4000	1	0	0	1
50	1000	1	0,00	0,00	-	400	6000	1	0	0	1
50	3000	1	0,00	0,00	-	400	10000	1	10,25	9,42	0,92
300	-1000	1	-	37,68	-	450	-1000	1	-	47,10	-
300	-750	1	-	31,40	-	450	-750	1	-	40,82	-
300	-500	1	-	28,26	-	450	-500	1	-	34,54	-
300	-250	1	-	21,98	-	450	-250	1	-	28,26	-
300	0	1	15,37	16,94	1,10	450	0	1	25,62	25,12	1,04
300	250	1	10,25	10,78	1,05	450	250	1	20,50	21,98	0,96
300	500	1	0,00	0,00	-	450	500	1	15,37	15,70	1,02
300	750	1	0,00	0,00	-	450	750	1	10,25	9,42	0,92
300	1000	1	0,00	0,00	-	450	1000	1	5,12	4,20	0,82
300	1250	1	0,00	0,00	-	450	1250	1	0,00	0,00	-
300	1500	1	0,00	0,00	-	450	1500	1	0,00	0,00	-
300	2000	1	0,00	0,00	-	450	1750	1	0,00	0,00	-
300	3000	1	0,00	0,00	-	450	2000	1	0,00	0,00	-
300	10000	1	0,00	0,00	-	450	3000	1	0,00	0,00	-
400	-1000	1	-	43,96	-	450	5000	1	0,00	0,00	-
400	-750	1	-	37,68	-	450	10000	1	11,56	12,02	1,03

Tableau III.9: Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposés par Davidovecci pour une section de 100 cm de diamètre.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
500	-1000	1	-	59,66	-	1000	-1000	1	-	81,94	-
500	-750	1	-	53,38	-	1000	-750	1	-	75,36	-
500	-500	1	-	50,24	-	1000	-500	1	-	69,08	--
500	-250	1	-	43,96	-	1000	-250	1	-	62,80	-
500	0	1	39,36	37,68	0,95	1000	0	1	59,21	59,66	
500	250	1	32,80	34,54	1,05	1000	250	1	56,37	56,52	1,00
500	500	1	29,52	28,26	0,95	1000	500	1	51,25	50,24	0,98
500	750	1	22,96	22,12	0,96	1000	750	1	43,56	43,96	0,94
500	1000	1	19,68	18,85	0,95	1000	1000	1	41,00	40,82	0,99
500	1250	1	13,12	14,07	1,07	1000	1250	1	33,31	34,54	0,99
500	1500	1	9,84	10,05	1,02	1000	1500	1	30,75	31,40	1,02
500	1750	1	6,56	6,03	0,92	1000	1750	1	25,62	25,12	0,98
500	2000	1	0,00	0,00	-	1000	2000	1	23,06	21,98	0,95
500	2250	1	0,00	0,00	-	1000	2250	1	20,50	18,84	0,92
500	2500	1	0,00	0,00	-	1000	2500	1	15,37	15,70	1,02
500	2750	1	0,00	0,00	-	1000	3000	1	10,25	10,05	0,98
500	3000	1	0,00	0,00	-	1000	5000	1	0,00	0,00	1,00
500	5000	1	0,00	0,00		1000	10000	1	51,25	55,44	1,08
500	10000	1	15,37	15,70	1,02	1000	15000	1	164,00	166,83	1,01

Tableau III.10 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposés par Davidovecci pour une section de 100 cm de diamètre .

III.1.3.1 Représentation graphique de résultats

Les figures III.11 à III.16 montrent également une comparaison des résultats obtenus à ceux donnés par les abaques de Davidovecci pour un effort normal de compression et pour différents diamètres de la section et différentes valeurs du moment fléchissant et de l'effort normal.

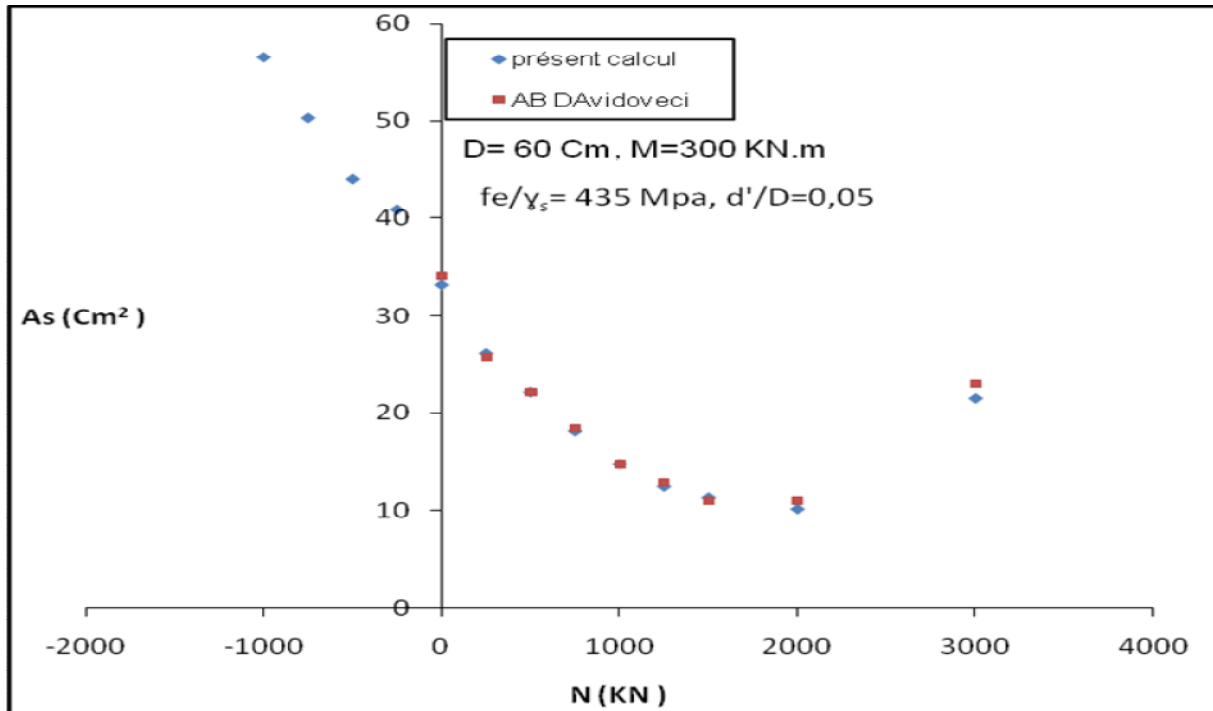


Fig III.11 : flexion composée D= 60 Cm

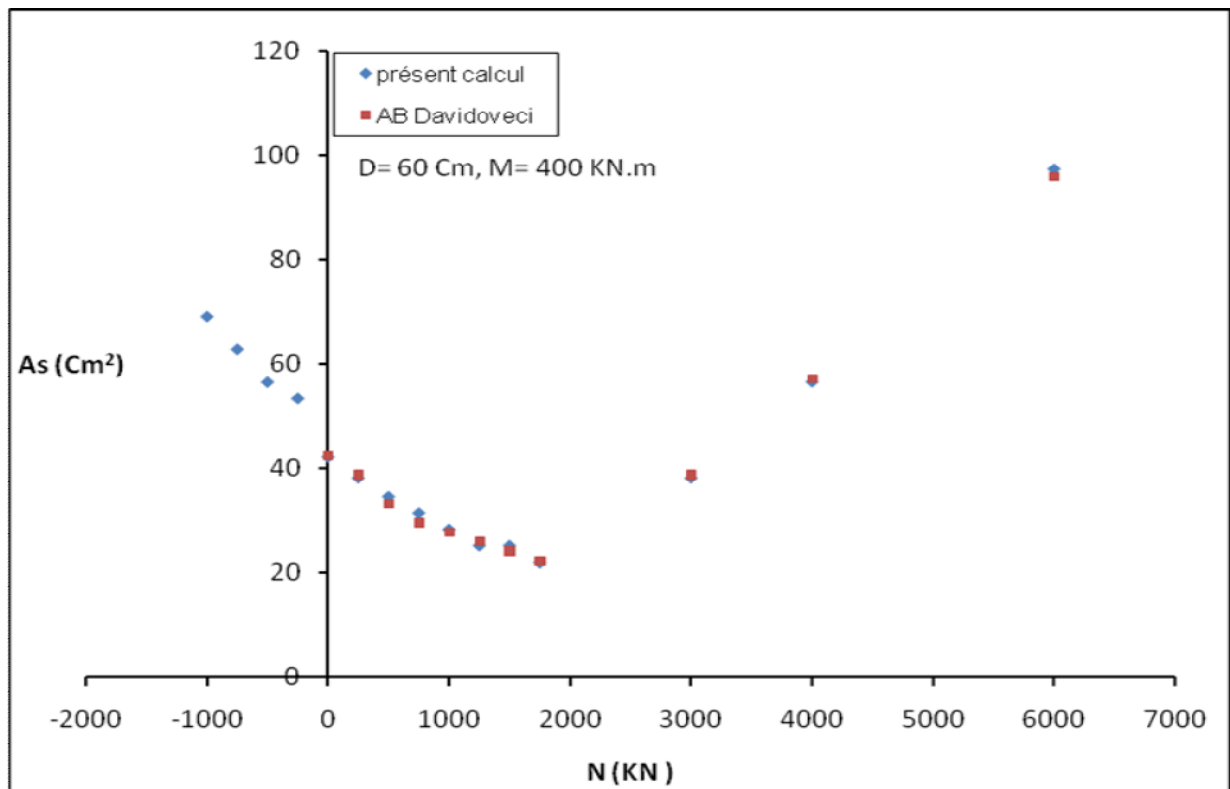


Fig III.12 : flexion composée D= 60 Cm

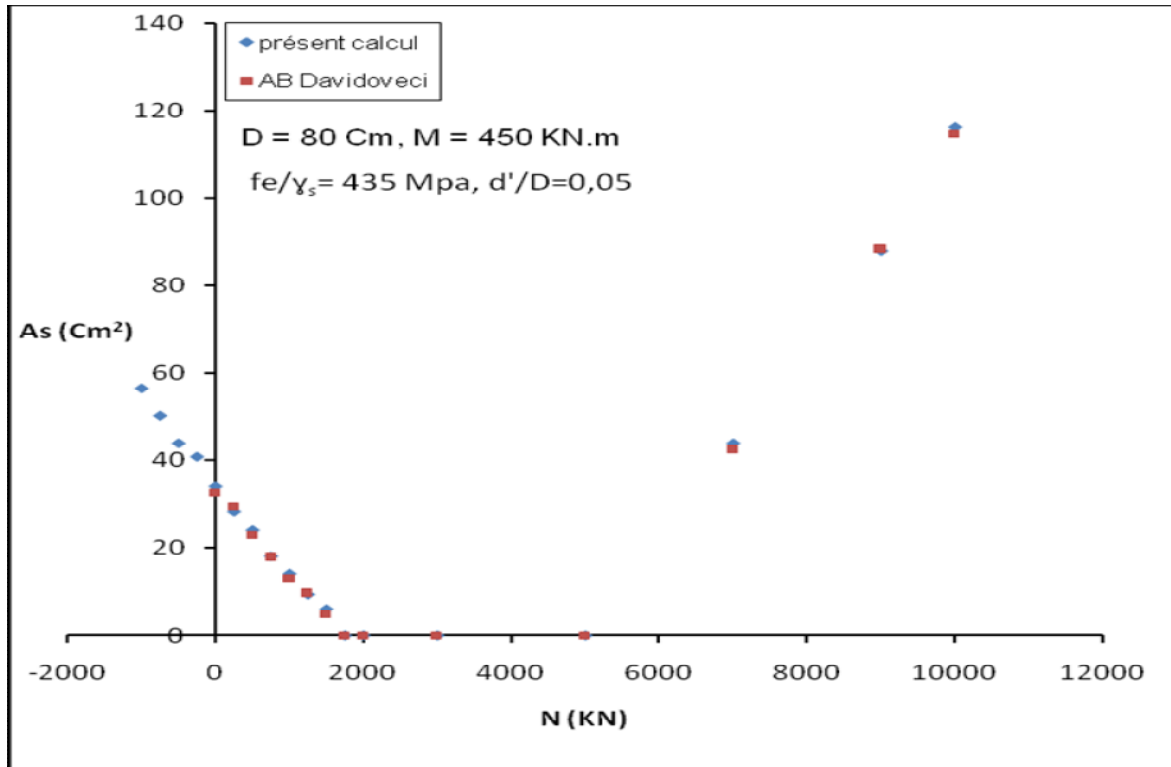


Fig III.13 : flexion composée D= 80 Cm

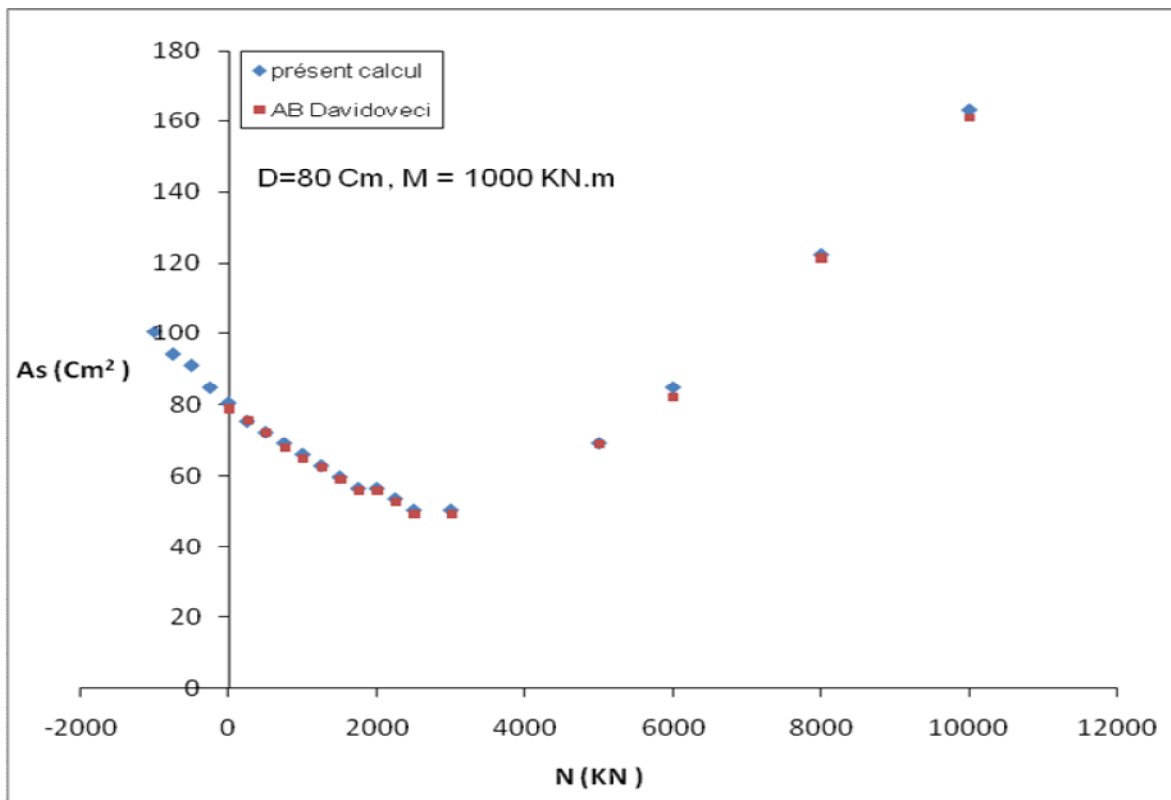


Fig III.14 flexion composée D=80 Cm.

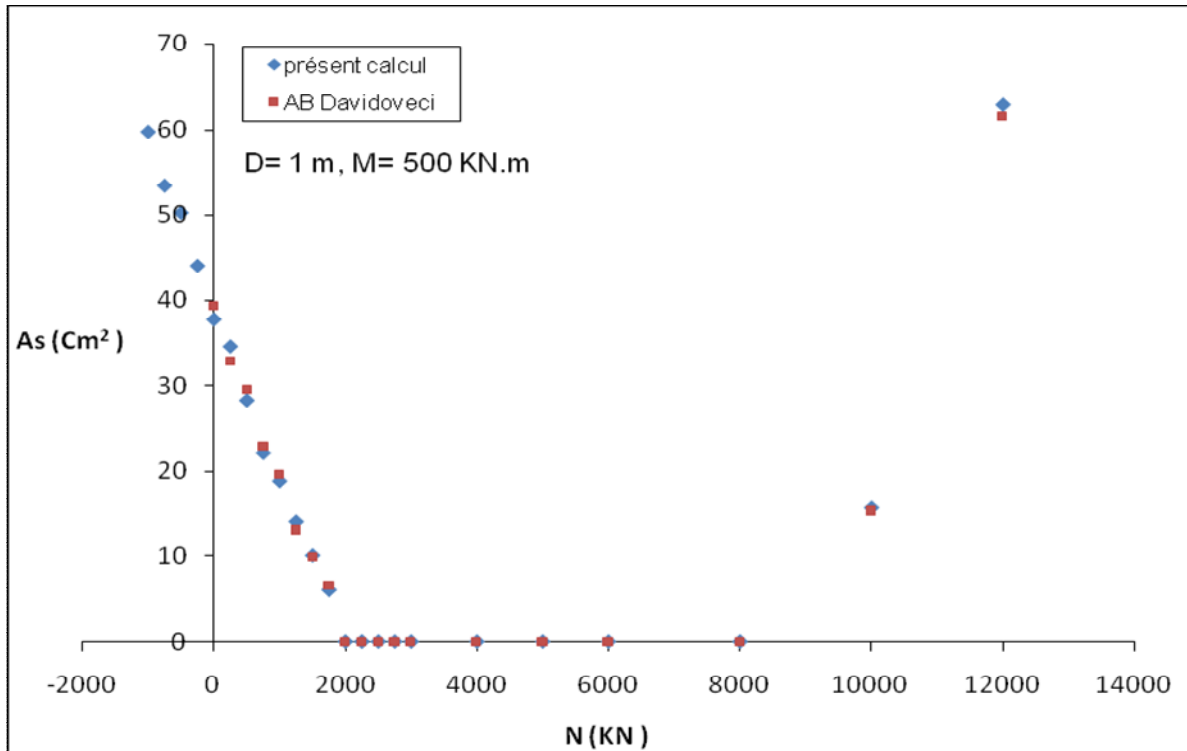


Fig III.15 : flexion composée D= 100 Cm

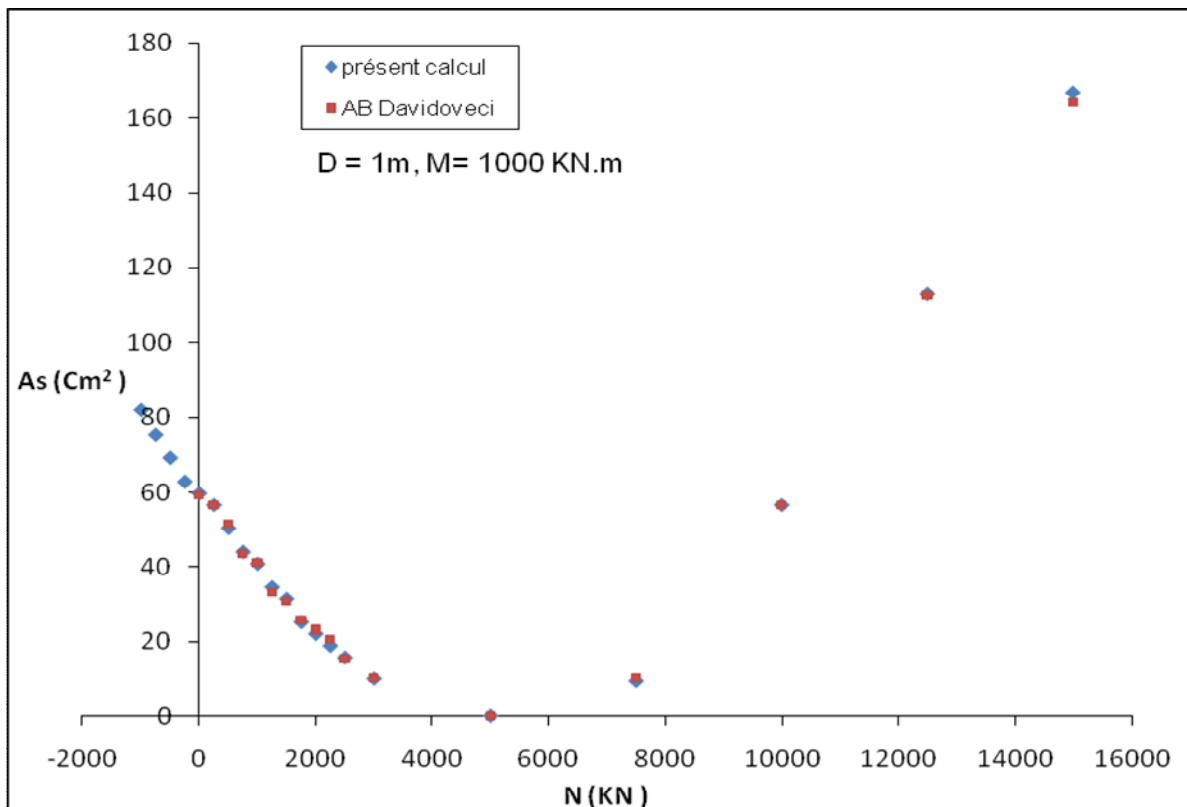


Fig III.16 : flexion composée diamètre D=100 Cm

III.1.4 Application au calcul réglementaire (cas de $\frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ mPa}$)

Le même calcul a été effectué en modifiant la limite élastique de l'acier; Soit $\frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ Mpa}$; et La résistance à la compression admissible du béton utilisé est $\frac{f_c}{\gamma_b} = 14,20 \text{ Mpa}$.

III.1.4. Application au calcul réglementaire (cas de $d'/D = 0,1$)

Les résultats comparés à ceux donnés par les abaques de Davidovecci ; BAEL91 et Eurocode2 sont présentés dans les tableaux III(11 à 13). Pour des efforts normaux de compression. L'effort normal de traction n'a pas été envisagé par la méthode de calcul proposée dans ces deux codes de calcul ; une comparaison a été faite par rapport à la traction simple du BAEL91.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	0,7	22,98	23,09	1,00	450	-750	0,7	-	53,41	-
0	-750	0,7	17,24	18,47	1,07	450	-500	0,7	-	47,12	-
0	-500	0,7	11,49	12,05	1,04	450	0	0,7	37,14	38,20	1,02
0	-250	0,7	5,74	6,79	1,18	450	250	0,7	34,95	34,18	0,97
300	-1000	0,7	-	44,33	-	450	500	0,7	22,96	24,12	1,02
300	-750	0,7	-	40,21	-	450	750	0,7	18,04	18,09	1,04
300	-500	0,7	-	34,18	-	450	1000	0,7	13,12	14,07	1,07
300	-250	0,7	-	28,15	-	450	1250	0,7	9,84	9,42	0,95
300	0	0,7	24,03	24,13	1,01	450	1500	0,7	4,92	6,03	1,15
300	250	0,7	19,66	20,10	1,02	450	1750	0,7	0,00	0,00	-
300	500	0,7	15,29	15,40	1,00	450	2000	0,7	0,00	0,00	-
300	750	0,7	9,83	9,24	0,94	450	3000	0,7	0,00	0,00	-
300	1000	0,7	6,55	6,16	0,94	450	5000	0,7	0,00	0,00	-
300	1250	0,7	0,00	0,00	-	450	10000	0,7	114,80	116,18	1,01
300	1500	0,7	0,00	0,00	-	500	-1000	0,7	-	62,83	-
300	2000	0,7	0,00	0,00	-	500	-750	0,7	-	56,55	-
300	3000	0,7	0,00	0,00	-	500	-500	0,7	-	53,41	-
300	5000	0,7	21,84	24,13	1,10	500	-250	0,7	-	47,12	-
400	-1000	0,7	-	53,41	-	500	0	0,7	43,69	43,98	1,00
400	-750	0,7	-	47,12	-	500	250	0,7	39,32	38,20	0,97
400	-500	0,7	-	43,98	-	500	500	0,7	34,95	34,18	0,97
400	-250	0,7	-	37,70	-	500	750	0,7	32,64	32,17	1,05
400	0	0,7	32,77	32,33	0,98	500	1000	0,7	30,13	28,15	1,04
400	250	0,7	28,40	28,15	1,01	500	1250	0,7	26,36	24,13	1,07
400	500	0,7	24,03	24,13	1,02	500	1500	0,7	22,60	22,12	1, 10
400	750	0,7	19,63	20,11	1,00	500	1750	0,7	20,09	20,11	1,09
400	1000	0,7	16,38	16,93	1,03	500	2000	0,7	17,47	18,10	1,03
400	1250	0,7	13,10	13,86	1,05	500	2250	0,7	17,47	18,10	1,03
400	1750	0,7	8,73	8,04	0,92	500	2500	0,7	17,47	18,10	1,03
400	3000	0,7	5,02	6,02	1,19	500	2750	0,7	19,66	20,01	1,01
400	5000	0,7	37,14	36,19	0,97	500	3000	0,7	21,84	21,98	1,00
400	10000	0,7	151,93	153,86	1,01	500	5000	0,7	48,06	48,24	1,00
450	-1000	0,7	-	56,55	-	500	7500	0,7	96,13	96,48	1,00

Tableau III.11 : Comparaison de résultats de calcul aux résultats d'abaques de Davidovecci.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	0,8	22,98	23,09	1,00	450	250	0,8	25,68	26,14	1,01
0	-750	0,8	17,24	18,47	1,07	450	500	0,8	21,40	22,11	1,03
0	-500	0,8	11,49	12,05	1,04	450	750	0,8	17,12	18,10	1,05
0	-250	0,8	5,74	6,79	1,18	450	1000	0,8	11,41	12,06	1,05
50	-1000	0,8	-	28,26	-	450	1250	0,8	8,56	8,04	0,94
50	-750	0,8	-	21,99	-	450	1500	0,8	0	0	1
50	-500	0,8	-	15,70	-	450	1750	0,8	0	0	1
50	-250	0,8	-	12,57	-	450	2000	0,8	0	0	1
50	0	0,8	0,00	0,00	-	450	3000	0,8	0,00	0,00	1
50	250	0,8	0,00	0,00	-	450	5000	0,8	0,00	0,00	1
50	500	0,8	0,00	0,00	-	450	10000	0,8	114,80	116,18	1,01
50	1000	0,8	0,00	0,00	-	500	-1000	0,8	-	56,55	-
50	3000	0,8	0,00	0,00	-	500	-750	0,8	-	50,26	-
300	-1000	0,8	-	40,20	-	500	-500	0,8	-	47,12	-
300	-750	0,8	-	34,17	-	500	-250	0,8	-	40,84	-
300	-500	0,8	-	30,15	-	500	0	0,8	37,09	36,19	0,97
300	-250	0,8	-	24,12	-	500	250	0,8	31,39	30,16	0,97
300	0	0,8	19,66	20,11	1,02	500	500	0,8	27,10	26,14	0,96
300	250	0,8	15,29	15,40	1,00	500	750	0,8	22,82	22,12	0,97
300	500	0,8	9,83	10,78	1,09	500	1000	0,8	18,54	18,10	0,97
300	750	0,8	6,55	6,03	0,92	500	1250	0,8	14,26	14,07	0,98
300	1000	0,8	0,00	0,00	-	500	1500	0,8	9,98	10,05	1,00
300	1250	0,8	0,00	0,00	-	500	1750	0,8	8,56	8,04	0,94
300	1500	0,8	0,00	0,00	-	500	2000	0,8	0	0	1
300	2000	0,8	0,00	0,00	-	500	2250	0,8	0	0	1
300	3000	0,8	0,00	0,00	-	500	2500	0,8	0	0	1
300	5000	0,8	0,00	0,00	-	500	2750	0,8	0	0	1
400	-1000	0,8	-	48,24	-	500	3000	0,8	0	0	1
400	-750	0,8	-	44,22	-	500	5000	0,8	24,25	25,13	1,03
400	-500	0,8	-	20,11	-	500	7000	0,8	45,65	46,23	1,01
400	-250	0,8	-	34,17	-	1000	-1000	0,8	-	94,20	-
400	0	0,8	28,53	28,14	0,98	1000	-750	0,8	-	91,06	-
400	250	0,8	22,82	22,12	0,97	1000	-500	0,8	-	87,92	-
400	500	0,8	17,12	18,10	1,05	1000	-250	0,8	-	84,78	-
400	750	0,8	11,41	12,57	1,10	1000	0	0,8	77,04	78,5	1,01
400	1000	0,8	8,56	8,04	0,94	1000	250	0,8	74,19	74,37	1,00
400	1250	0,8	0	0	1	1000	500	0,8	71,34	70,35	0,99
400	1500	0,8	0	0	1	1000	750	0,8	68,48	68,34	0,99
400	1750	0,8	0	0	1	1000	1000	0,8	65,63	64,32	0,98
400	4000	0,8	0	0	1	1000	1250	0,8	62,77	62,83	1,00
400	10000	0,8	97,02	98,49	1,01	1000	1500	0,8	59,92	59,69	0,99
450	-1000	0,8	-	50,26	-	1000	1750	0,8	59,92	59,92	0,99
450	-750	0,8	-	47,12	-	1000	2000	0,8	57,07	56,55	0,99
450	-500	0,8	-	40,84	-	1000	2250	0,8	57,07	56,55	0,99
450	-250	0,8	-	37,70	-	1000	2500	0,8	54,21	53,41	0,98
450	0	0,8	31,39	32,16	1,02	1000	5000	0,8	71,34	72,22	1,01

Tableau III.12 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovecci pour une section de 80 cm de diamètre .

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	1	22,98	23,09	1,00	450	1750	1	0,00	0,00	1
0	-750	1	17,24	18,47	1,07	450	2000	1	0,00	0,00	1
0	-500	1	11,49	12,05	1,04	450	3000	1	0,00	0,00	1
0	-250	1	5,74	6,79	1,18	450	5000	1	0,00	0,00	1
50	-1000	1	-	28,26	-	450	10000	1	10,25	10,78	1,05
50	-750	1	-	21,99	-	500	-1000	1	-	56,55	-
50	-500	1	-	15,70	-	500	-750	1	-	50,26	-
50	-250	1	-	12,57	-	500	-500	1	-	47,12	-
50	0	1	0,00	0,00	-	500	-250	1	-	40,84	-
50	250	1	0,00	0,00	-	500	0	1	26,75	25,13	0,94
50	500	1	0,00	0,00	-	500	250	1	22,29	21,99	0,98
50	1000	1	0,00	0,00	-	500	500	1	17,83	16,09	0,90
50	3000	1	0,00	0,00	-	500	750	1	11,14	10,05	0,90
300	-1000	1	-	34,54	-	500	1000	1	6,68	6,03	0,90
300	-750	1	-	28,26	-	500	1250	1	0	0	1
300	-500	1	-	25,12	-	500	1500	1	0	0	1
300	-250	1	-	21,98	-	500	1750	1	0	0	1
300	0	1		15,7	1,05	500	2000	1	0	0	1
300	250	1	12,81	9,42	0,94	500	2250	1	0	0	1
300	500	1	7,18	6,28	0,94	500	2500	1	0	0	1
300	750	1	0,00	0,00	-	500	2750	1	0	0	1
300	1000	1	0,00	0,00	-	500	3000	1	0	0	1
300	1250	1	0,00	0,00	-	500	5000	1	0	0	1
300	1500	1	0,00	0,00	-	500	10000	1	13,37	14,07	1,05
300	2000	1	0,00	0,00	-	1000	-1000	1	-	69,08	-
300	3000	1	0,00	0,00	-	1000	-750	1	-	65,94	-
300	5000	1	0,00	0,00	-	1000	-500	1	-	59,66	-
400	-1000	1	-	37,7	-	1000	-250	1	-	56,52	-
400	-750	1	-	34,56	-	1000	0	1	53,41	53,94	1,01
400	-500	1	-	28,27	-	1000	250	1	48,23	48,24	1,00
400	-250	1	-	25,1	-	1000	500	1	44,22	43,78	0,99
400	0	1	20,09	20,05	1,00	1000	750	1	40,02	39,61	0,99
400	250	1	15,06	15,40	1,02	1000	1000	1	34,17	33,48	0,98
400	500	1	11,14	10,78	0,96	1000	1250	1	30,15	30,16	1,00
400	750	1	6,68	6,03	0,90	1000	1500	1	26,13	25,86	0,99
400	1000	1	0	0	1	1000	1750	1	24,12	23,87	0,99
400	1250	1	0	0	1	1000	2000	1	20,10	19,89	0,99
400	1500	1	0	0	1	1000	2250	1	16,08	15,91	0,99
400	1750	1	0	0	1	1000	2500	1	12,06	11,81	0,98
400	4000	1	0	0	1	1000	5000	1	0	0	1
400	10000	1	8,91	8,04	0,90	1000	10000	1	50,26	50,25	1,00
450	-1000	1	-	47,1	-	1000	15000	1	147,14	150,72	1,02
450	-750	1	-	40,82	-	3000	-1000	1	-	191,54	-
450	-500	1	-	37,68	-	3000	-750	1	-	188,40	-
450	-250	1	-	31,4	-	3000	-500	1	-	185,26	-
450	0	1	24,52	24,13	0,98	3000	-250	1	-	178,98	-
450	250	1	17,83	16,93	0,95	3000	0	1	187,26	178,98	0,95
450	500	1	13,37	12,32	0,92	3000	250	1	182,81	175,84	0,96
450	750	1	8,91	8,04	0,90	3000	500	1	178,35	172,7	0,94

450	1000	1	2,56	3,14	1,22	3000	750	1	173,88	169,56	0,97
450	1250	1	0	0	1	3000	1000	1	169,43	166,42	0,98
450	1500	1	0	0	1	3000	1250	1	169,43	166,42	0,98

Tableau III.13 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovecci pour une section de 100 cm de diamètre .

Les figures III.16 à III.21 montrent également une comparaison des résultats obtenus à ceux donnés par les abaques de Davidovecci pour un effort normal de compression et pour différents de diamètres de la section et différentes valeurs du moment fléchissant.

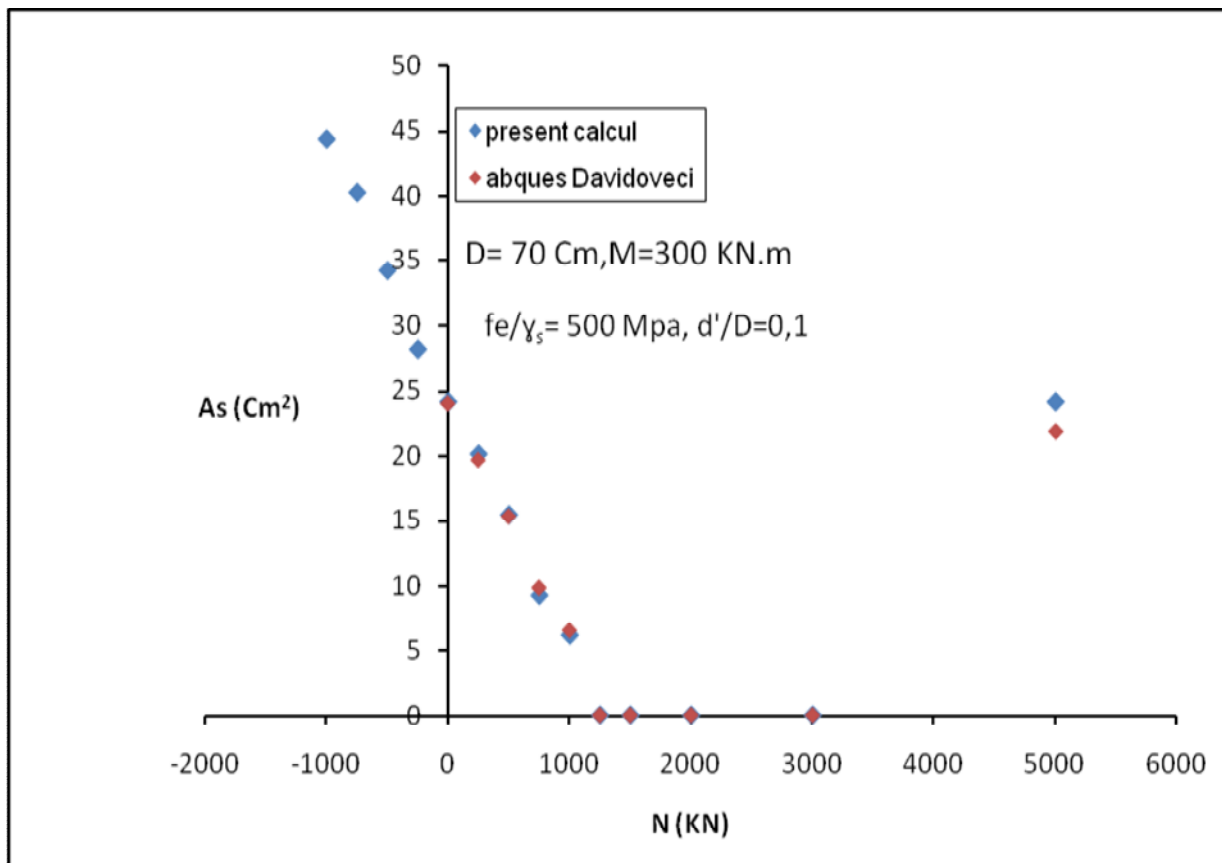


Fig III.17 : flexion composée $D = 70 \text{ Cm}$

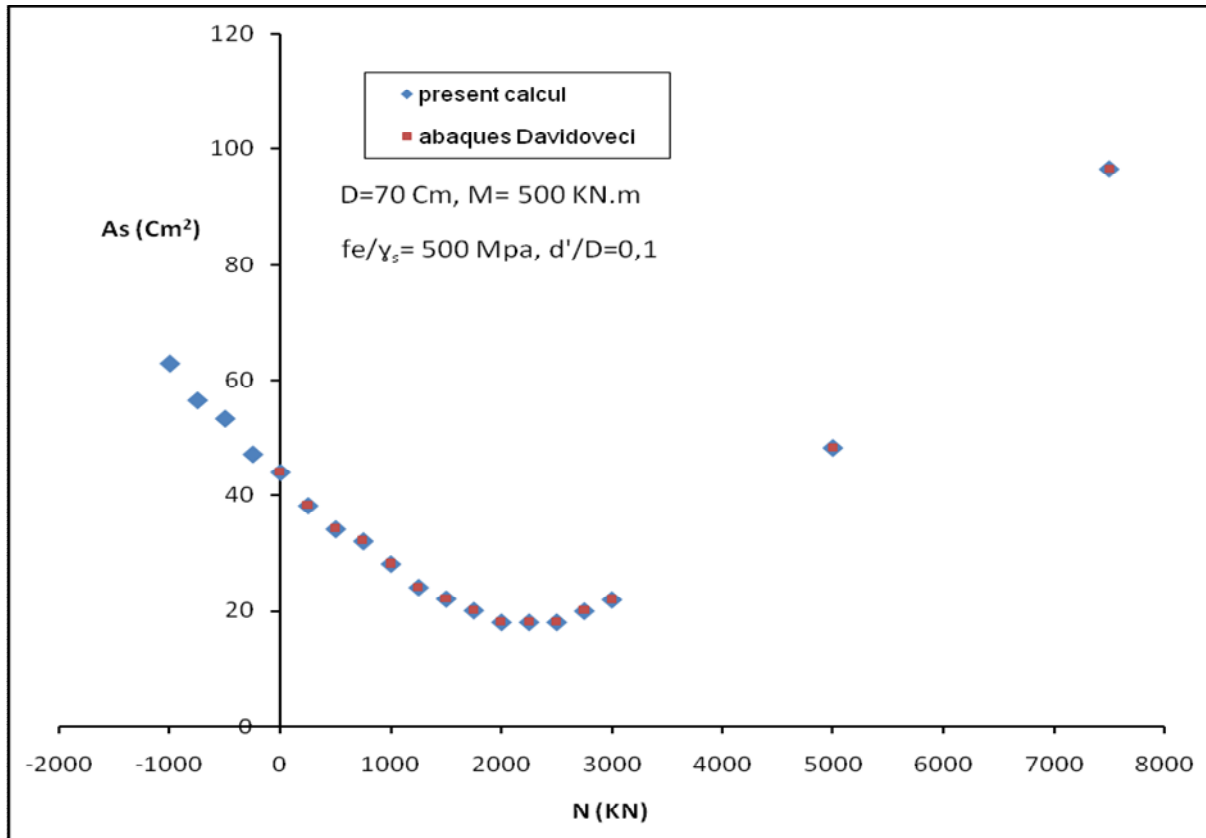


Fig III.18 : flexion composée d'une section de diamètre $D=70 \text{ Cm}$

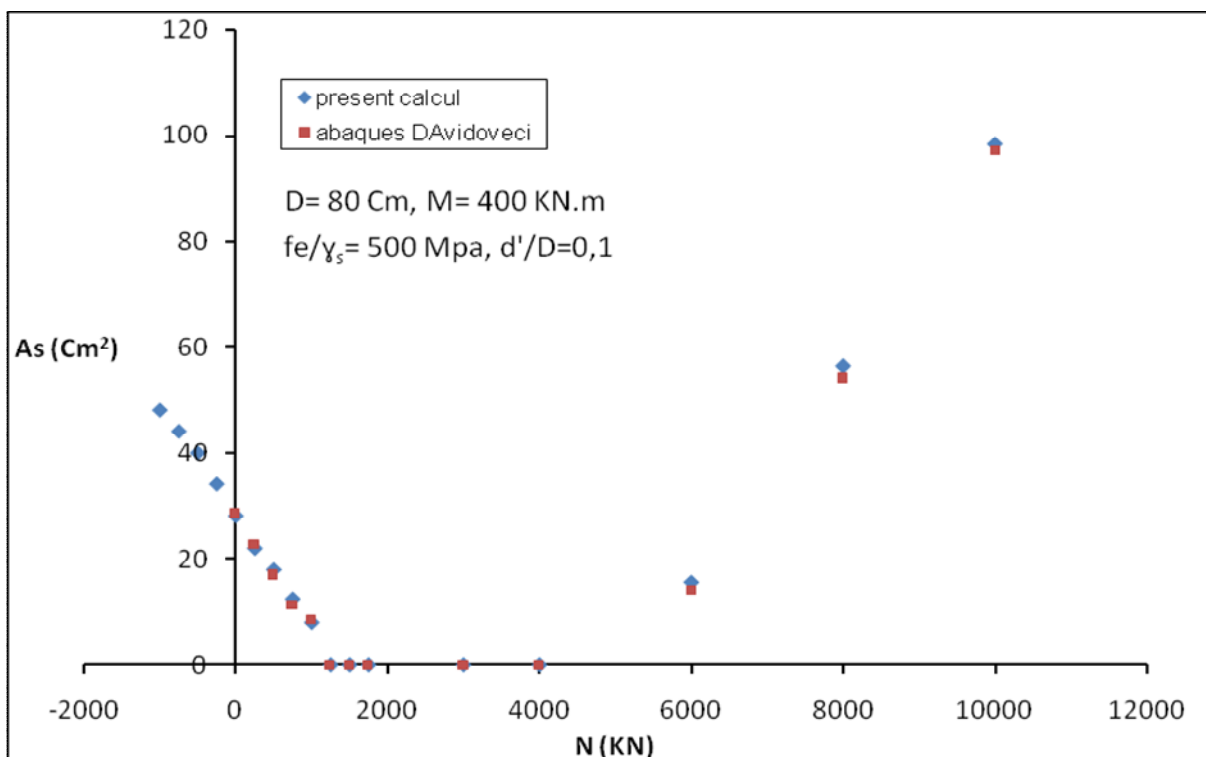


Fig III.19 : flexion composée $D= 80 \text{ Cm}$

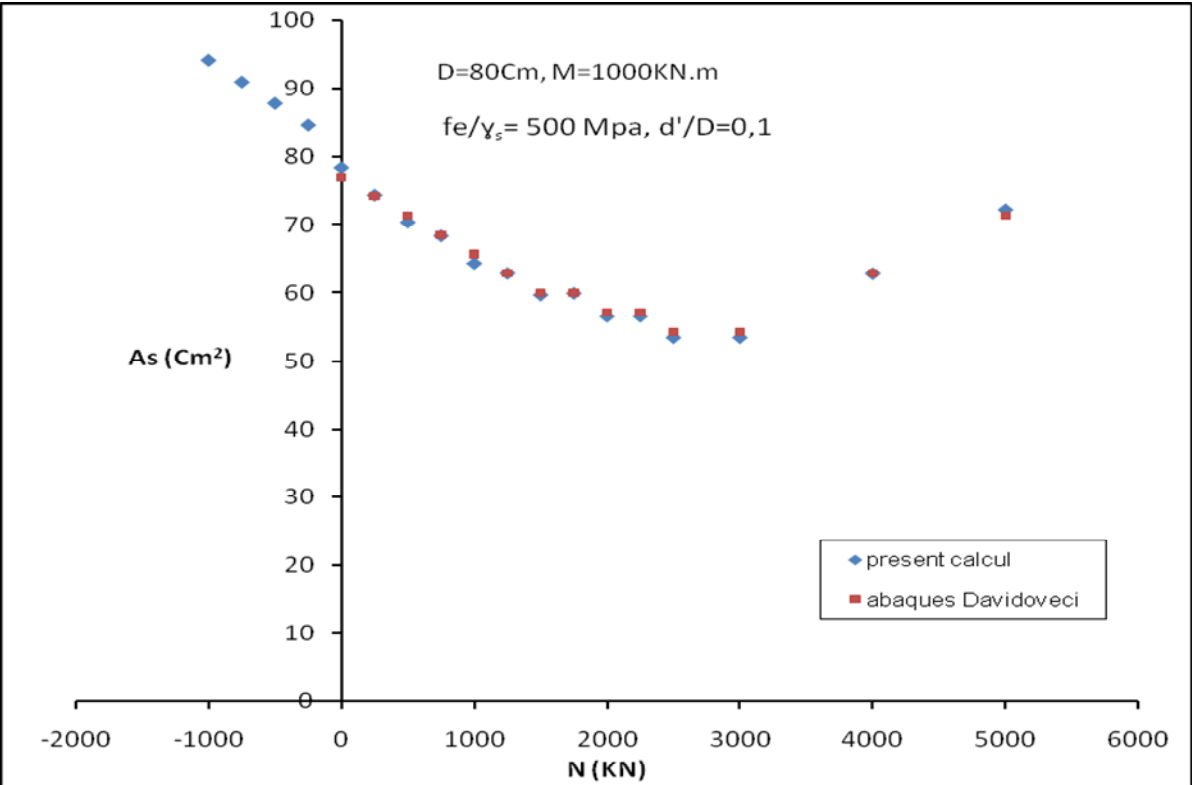


Fig III.20 : flexion composée d'une section de diamètre D=80 Cm

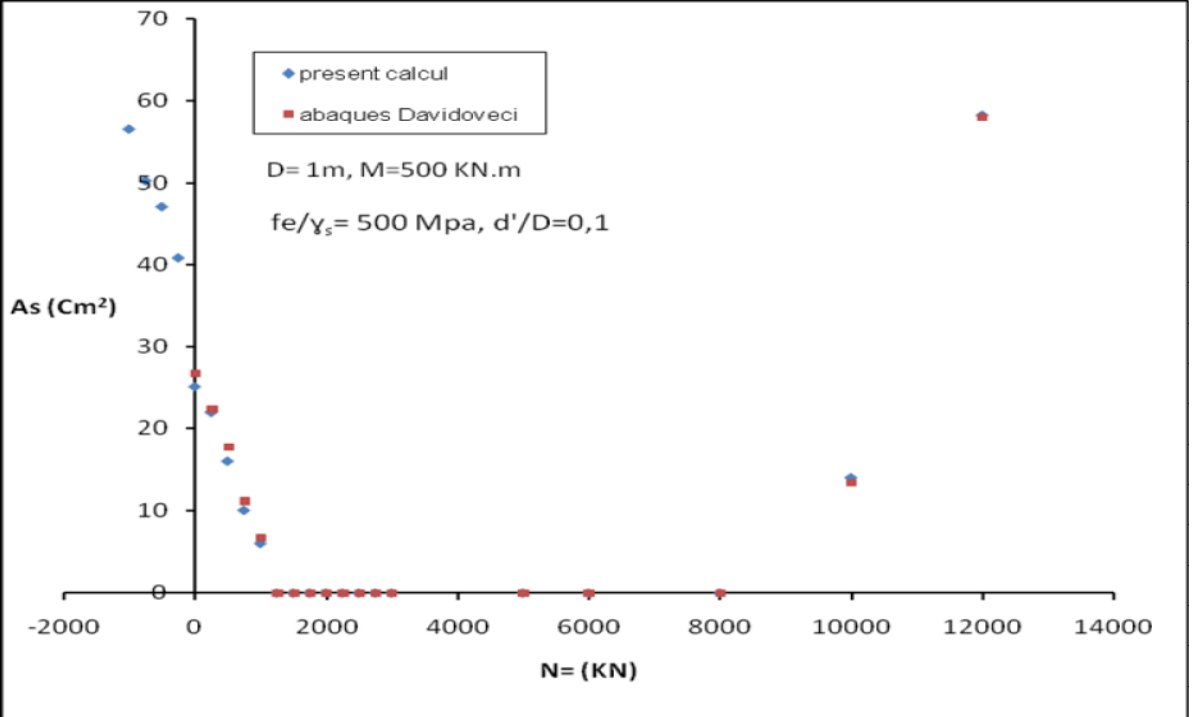


Fig III.21 : flexion composée D= 100 Cm

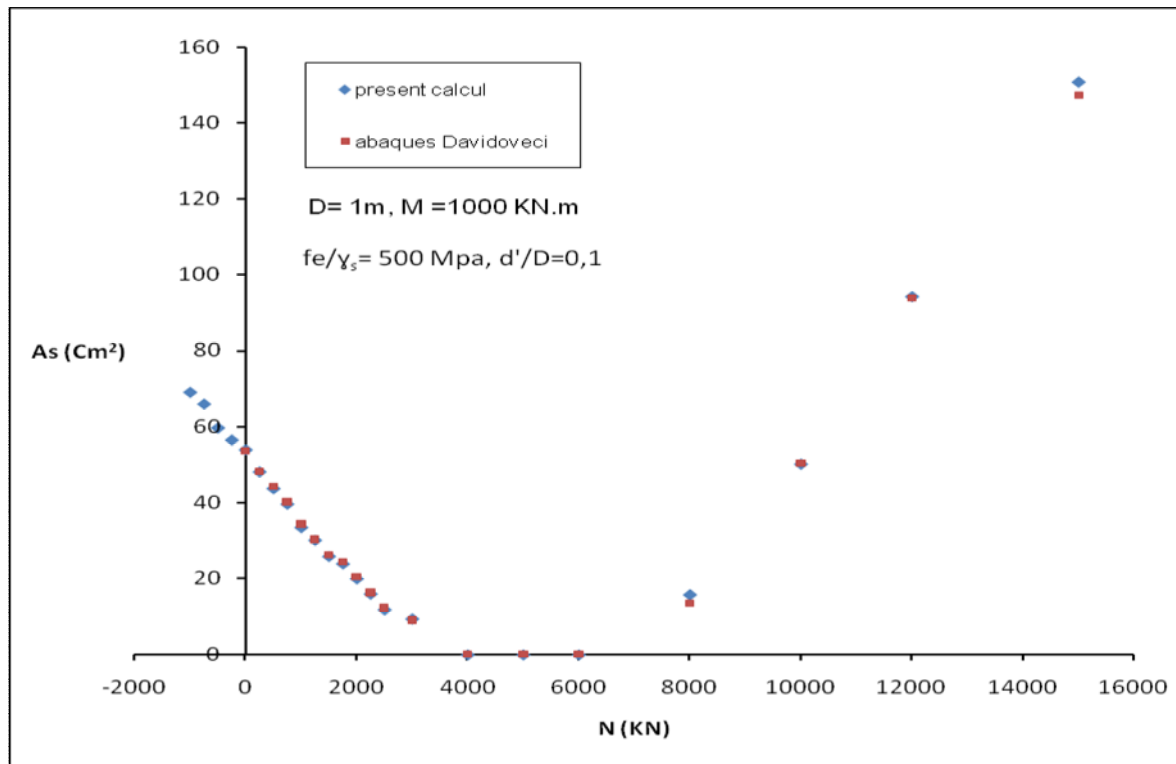


Fig III.22 : flexion composée D= 100 Cm

III.1.4.2 Application au calcul réglementaire (cas de $d'/D = 0,125$)

Pour un rapport $\frac{d'}{D} = 0,125$ les tableaux III (14 à 15) Présentent également la comparaison des résultats du calcul a ceux obtenus soit par les règles BAEL91 soit par les abaques de Davidovecci. Et ce également pour différents diamètres de la section de béton et une résistance admissible du béton à la compression égale à 14.2 MPa. Les cas de la traction simple et de la flexion composée ont été également traités.

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{\text{Calcul}}{\text{BAEL}}$
0	-1000	0,7	22,98	23,09	1,00	400	5000	0,7	34,95	36,96	1,05
0	-750	0,7	17,24	18,47	1,07	450	-1000	0,7	-	56,55	-
0	-500	0,7	11,49	12,05	1,04	450	-750	0,7	-	53,41	-
0	-250	0,7	5,74	6,16	1,07	450	-500	0,7	-	47,12	-
50	-1000	0,7	-	24,64	-	450	-250	0,7	41,51	40,21	0,96
50	-750	0,7	-	20,02	-	450	0	0,7	41,51	40,21	0,96
50	-500	0,7	-	13,86	-	450	250	0,7	37,14	36,19	0,97
50	-250	0,7	-	9,24	-	450	500	0,7	32,77	34,18	1,04
50	0	0,7	0,00	0,00	-	450	750	0,7	26,21	28,15	1,1
50	250	0,7	0,00	0,00	-	450	1000	0,7	24,03	24,13	1,00
50	500	0,7	0,00	0,00	-	450	1250	0,7	19,66	20,10	1,02
50	1000	0,7	0,00	0,00	-	450	1500	0,7	17,47	18,10	1,03
50	3000	0,7	0,00	0,00	-	450	1750	0,7	15,29	16,09	1,05
300	-1000	0,7	-	44,33	-	450	2000	0,7	13,10	14,07	1,07
300	-750	0,7	-	40,21	-	450	2250	0,7	10,92	12,08	1,10
300	-500	0,7	-	34,18	-	450	2500	0,7	10,92	12,08	1,10
300	-250	0,7	-	28,15	-	450	2750	0,7	13,10	14,07	1,07
300	0	0,7	24,03	24,63	1,02	450	3000	0,7	13,10	14,07	1,07
300	250	0,7	19,66	20,01	1,02	450	5000	0,7	41,51	43,98	1,05
300	500	0,7	15,29	15,40	1,00	500	-1000	0,7	-	62,31	-
300	750	0,7	10,92	10,78	0,98	500	-750	0,7	-	58,29	-
300	1000	0,7	6,56	6,16	1,03	500	-500	0,7	-	54,27	-
300	1250	0,7	0,00	0,00	1	500	-250	0,7	-	50,25	-
300	1500	0,7	0,00	0,00	1	500	0	0,7	43,69	43,91	1,00
300	2000	0,7	0,00	0,00	1	500	250	0,7	41,51	40,84	0,98
300	3000	0,7	0,00	0,00	1	500	500	0,7	39,32	38,20	0,97
300	5000	0,7	21,84	24,63	1,12	500	750	0,7	34,95	34,56	0,98
400	-1000	0,7	-	59,66	-	500	1000	0,7	32,77	31,40	0,95
400	-750	0,7	-	53,38	-	500	1250	0,7	28,40	26,14	0,92
400	-500	0,7	-	50,24	-	500	1500	0,7	24,03	24,13	1,10
400	-250	0,7	-	43,96	-	500	1750	0,7	21,84	21,55	0,98
400	0	0,7	32,77	33,88	1,03	500	2000	0,7	19,66	20,11	1,02
400	250	0,7	30,58	30,79	1,01	500	2250	0,7	19,66	20,11	1,02
400	500	0,7	26,21	26,17	1,02	500	2500	0,7	19,66	20,11	1,02
400	750	0,7	21,84	21,55	1,00	500	2750	0,7	19,66	20,11	1,02
400	1000	0,7	17,47	18,84	1,07	500	3000	0,7	19,66	20,11	1,02
400	1250	0,7	13,10	13,86	1,05	500	5000	0,7	50,25	50,24	1,00

Tableau III.14 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovecci pour une section de 70 Cm de diamètre .

M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	D (m)	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	0,8	22,98	23,09	1,00	400	10000	0,8	97,04	100,1	1,03
0	-750	0,8	17,24	18,47	1,07	450	-1000	0,8	-	52,26	-
0	-500	0,8	11,49	12,05	1,04	450	-750	0,8	-	48,24	-
0	-250	0,8	5,74	6,16	1,07	450	-500	0,8	-	42,21	-
50	-1000	0,8	-	24,12	-	450	-250	0,8	41,51	39,19	0,96
50	-750	0,8	-	20,10	-	450	0	0,8	29,99	32,16	1,07
50	-500	0,8	-	14,07	-	450	250	0,8	28,53	28,14	0,98
50	-250	0,8	-	8,04	-	450	500	0,8	22,82	24,12	1,05
50	0	0,8	0,00	0,00	-	450	750	0,8	17,12	18,09	1,05
50	250	0,8	0,00	0,00	-	450	1000	0,8	14,26	14,07	0,98
50	500	0,8	0,00	0,00	-	450	1250	0,8	8,56	10,05	1,17
50	1000	0,8	0,00	0,00	-	450	1500	0,8	0,00	0,00	1
50	3000	0,8	0,00	0,00	-	450	1750	0,8	0,00	0,00	1
300	-1000	0,8	-	44,33	-	450	2000	0,8	0,00	0,00	1
300	-750	0,8	-	40,21	-	450	2250	0,8	0,00	0,00	1
300	-500	0,8	-	34,18	-	450	2500	0,8	0,00	0,00	1
300	-250	0,8	-	28,15	-	450	2750	0,8	0,00	0,00	1
300	0	0,8	19,97	20,02	1,02	450	3000	0,8	0,00	0,00	1
300	250	0,8	15,69	15,84	1,00	450	10000	0,8	102,73	104,52	1,01
300	500	0,8	11,41	10,78	0,94	500	-1000	0,8	-	56,28	-
300	750	0,8	5,70	5,62	0,98	500	-750	0,8	-	50,25	-
300	1000	0,8	0,00	0,00	1	500	-500	0,8	-	44,22	-
300	1250	0,8	0,00	0,00	1	500	-250	0,8	-	42,21	-
300	1500	0,8	0,00	0,00	1	500	0	0,8	37,09	36,18	0,97
300	2000	0,8	0,00	0,00	1	500	250	0,8	31,39	32,16	1,00
300	3000	0,8	0,00	0,00	1	500	500	0,8	28,53	28,14	0,98
300	5000	0,8	21,84	24,63	1,12	500	750	0,8	22,82	22,11	0,96
400	-1000	0,8	-	50,26	-	500	1000	0,8	17,12	18,09	1,04
400	-750	0,8	-	43,96	-	500	1250	0,8	14,26	14,07	0,98
400	-500	0,8	-	37,68	-	500	1500	0,8	8,56	10,05	1,10
400	-250	0,8	-	34,54	-	500	1750	0,8	5,70	6,03	1,05
400	0	0,8	28,53	28,27	0,99	500	2000	0,8	0,00	0,00	1
400	250	0,8	25,68	25,13	0,97	500	2250	0,8	0,00	0,00	1
400	500	0,8	17,12	18,85	1,10	500	2500	0,8	0,00	0,00	1
400	750	0,8	14,26	14,07	0,98	500	2750	0,8	0,00	0,00	1
400	1000	0,8	8,56	8,04	0,94	500	3000	0,8	0,00	0,00	1
400	1250	0,8	5,70	5,62	0,98	500	5000	0,8	0,00	0,00	1
400	1500	0,8	0,00	0,00	1	500	7500	0,8	57,07	58,29	1,01
400	1750	0,8	0,00	0,00	1	500	9000	0,8	122,34	131,88	1,07

Tableau III.15 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par les abaques proposées par Davidovecci pour une section de 80 Cm de diamètre .

Les figures III(22 à 25) présente également une comparaison des résultats du calcul a ceux obtenus par les abaques de Davidovecci dans le cas bien entendu d'un effort normal de compression.

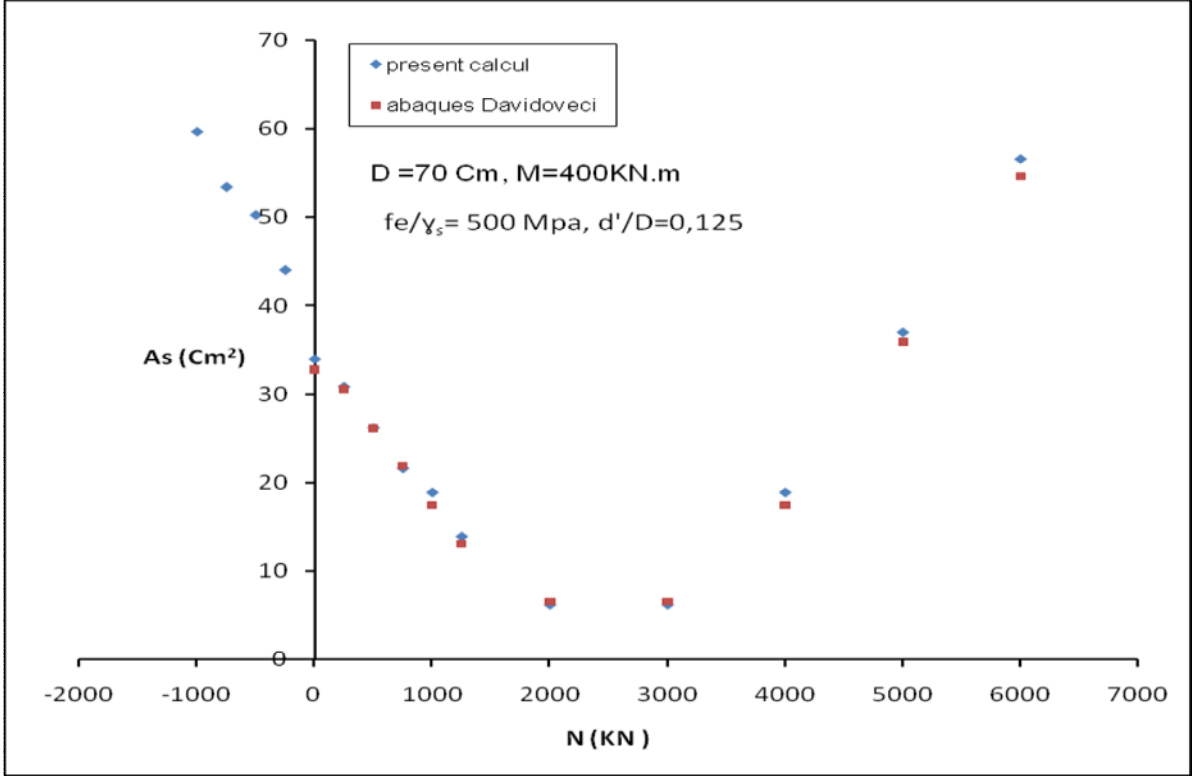


Figure III.23 : flexion composée D= 70 Cm

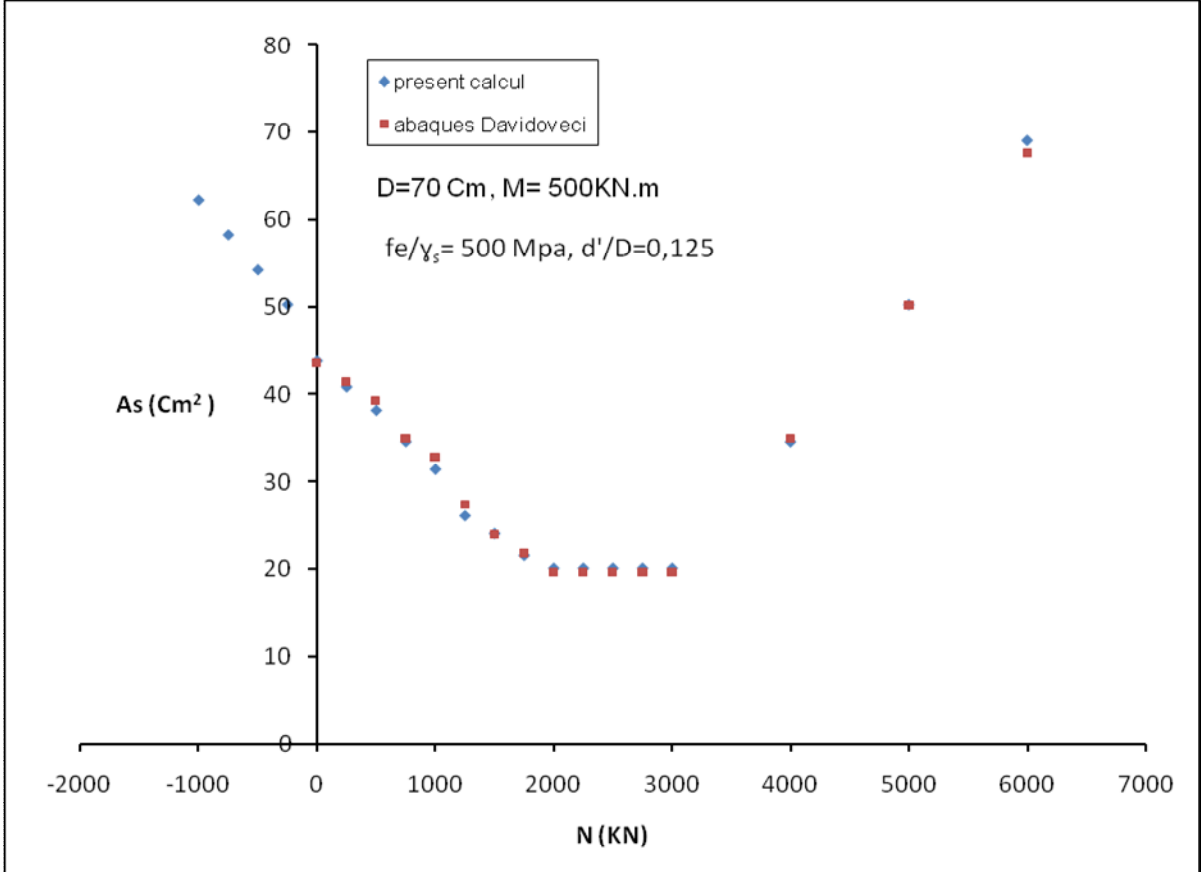


Figure III.24 : flexion composée D= 70 Cm

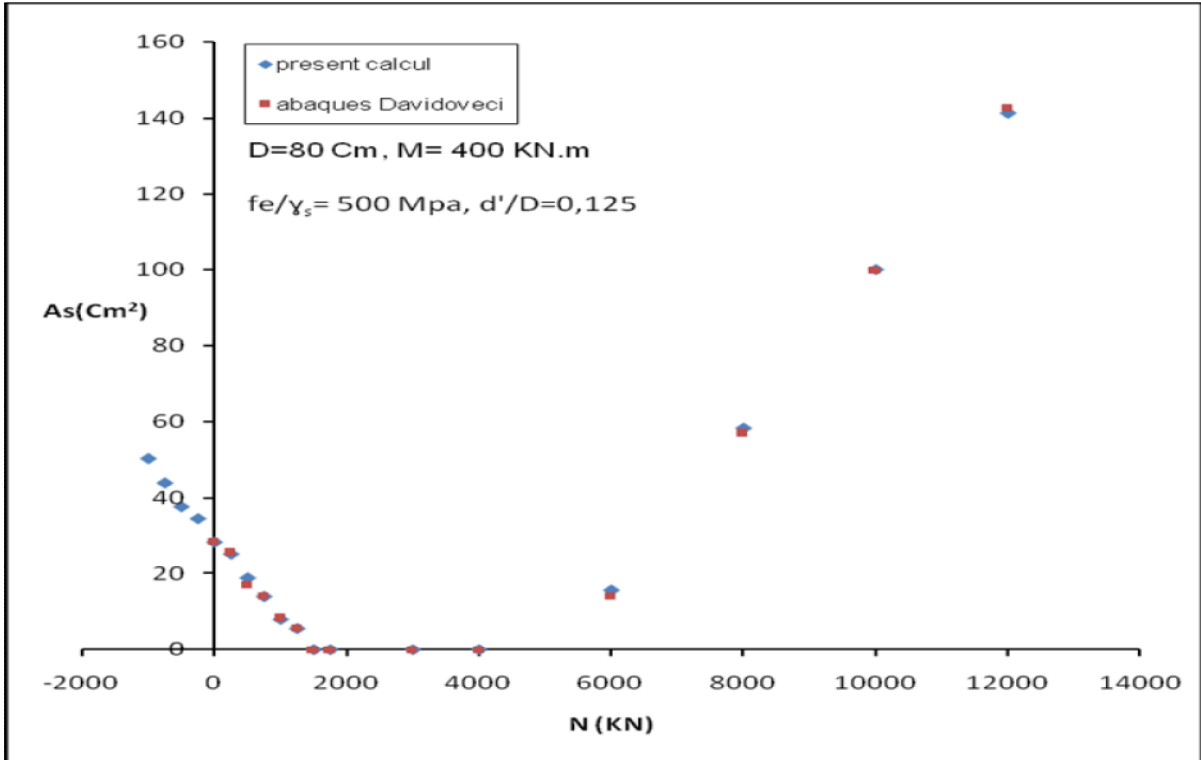


Figure III.25 : flexion composée D= 80 Cm

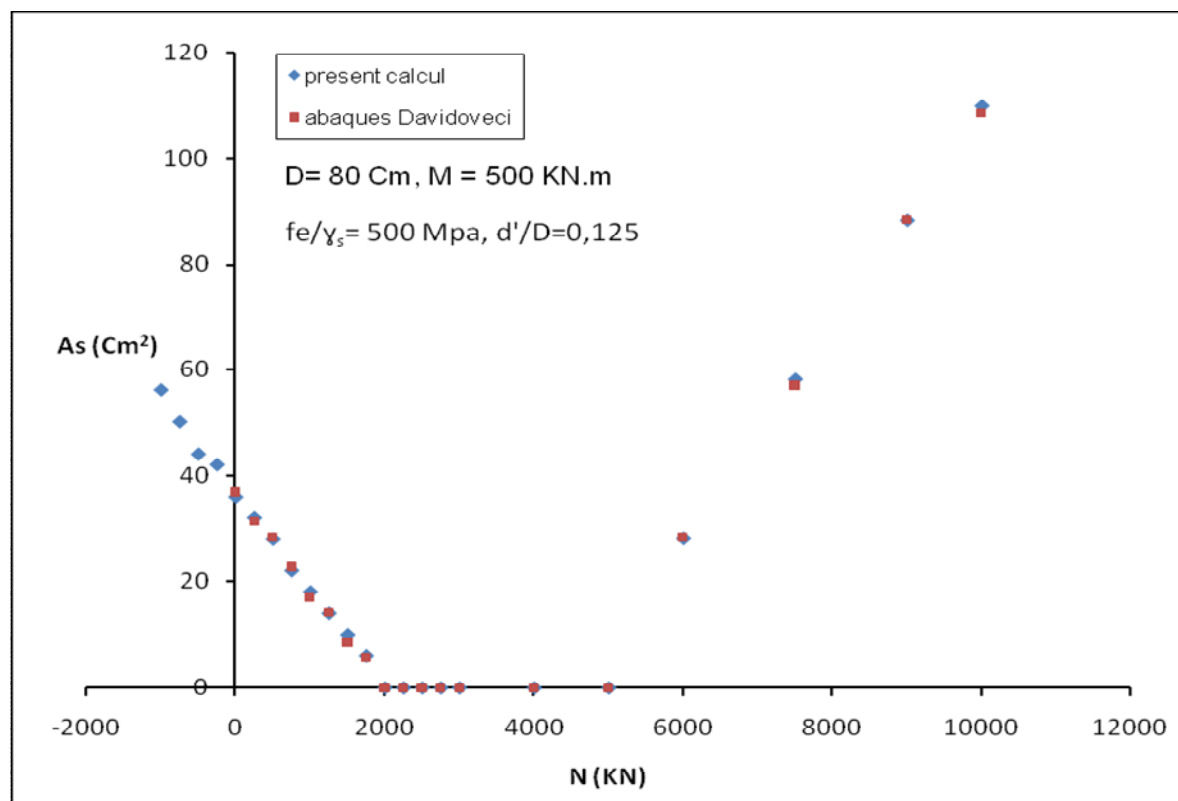


Figure III.26 : flexion composée D= 80 Cm

Nous pouvons remarquer que le calcul effectué donne sensiblement le même résultat obtenu avec les abaques de Davidovecci dans le cas d'effort normal de compression. Les figures présentées montrent que les deux résultats sont superposables de façon très satisfaisante. Nous pouvons aussi noter qu'au voisinage d'un effort normal nul, le ferrailage est continu en passant d'effort traction à un effort normal de compression ce qui nous permet de conclure que les quantités d'acier obtenues avec un effort normal de traction sont également correctes et ce quelque soit la valeur du moment fléchissant et pour tous les diamètres traité. Enfin dans les tableaux nous pouvons constater aussi que la traction simple concorde avec le calcul Eurocode2 et BAEL91 dans tous les cas de figures. Enfin, la petite différence entre la section calculée et celle obtenue soit avec les abaques de Davidovecci soit avec le calcul Eurocode2 ou BAEL91 pour la compression et la traction ne dépasse jamais la section d'une barre d'armature utilisée d'une part, d'autre part, elle peut s'expliquer par le fait que la méthode proposée ne cherche pas la section exacte d'acier pour équilibrer un couple d'effort quelconque, mais plutôt la première section résistante en partant du béton seul en rajoutant des barres d'acier une à une jusqu'à atteindre de cette dernière.

III.2 Application à la simulation du comportement réel des sections

Une application au calcul de la courbe de comportement moment-courbure pour une section circulaire de 50 cm de diamètre armé de 5 barres HA. Cette section est la section transversale d'un pieu testé par Zhan, [51] au CEBTP. Une confrontation des résultats obtenus à ceux expérimentaux est également présentée.

III.2.1 Application à la simulation du comportement du pieu testé par Zhan.

L'étude expérimentale effectuée par Zhan [51] a été menée sur une série de pieux en béton armé de fibres métalliques et un pieu en béton armé de barres d'armatures classiques. Notre calcul se limite à une application au calcul du pieu en béton armé classique. Il s'agit d'un pieu d'un diamètre de 500 mm armé de 5 barres HA de 16 mm de diamètre et soumis à une flexion composée. L'effort normal de compression est de 1370 kN (appliqué à l'aide d'une précontrainte extérieure) à la tête du pieu, une charge verticale croissante a été appliquée à mi travée. La résistance du béton à la compression est de 33.17 MPa, sa résistance à la traction est de 2.6 MPa. Les armatures sont du type haute adhérence leur limites élastique est de 500 Mpa.

Les résultats obtenus comparés a ceux expérimentaux sont représentés, sous la forme de l'évolution de la courbure en fonction du moment fléchissant appliqué à mi travée, à la figure suivante

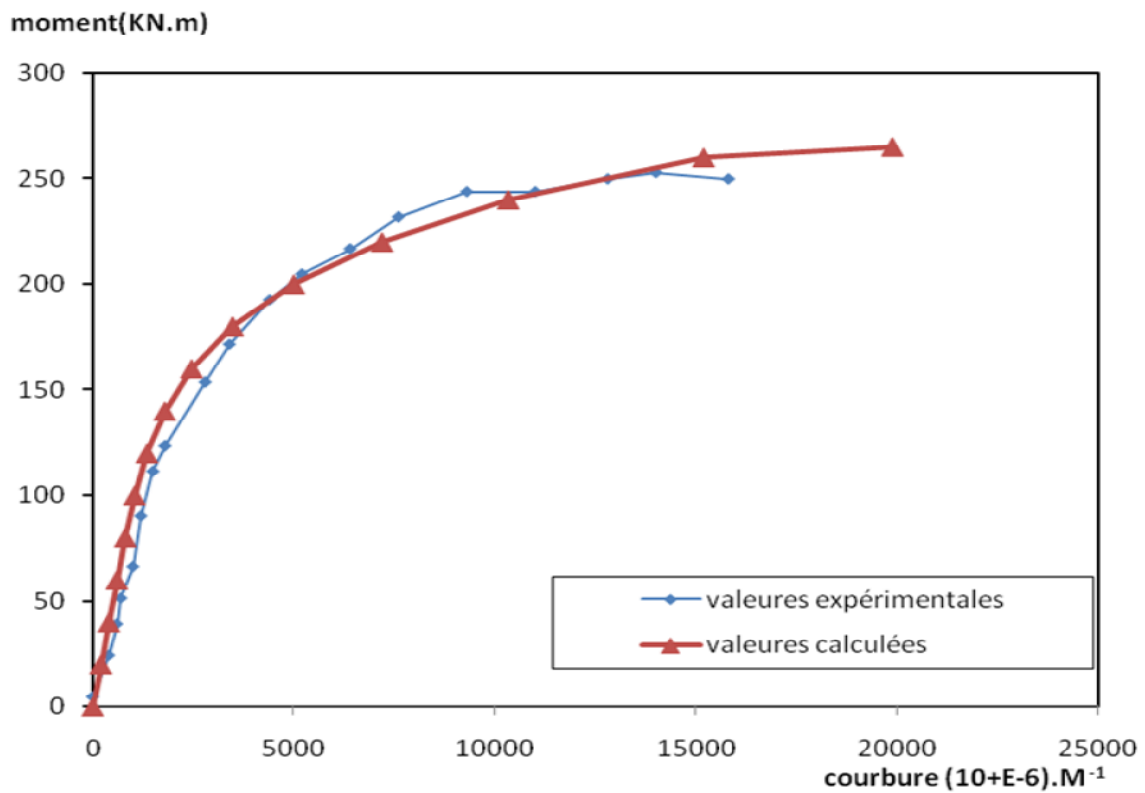


Fig III.27 : confrontation au résultat expérimental de Zhan

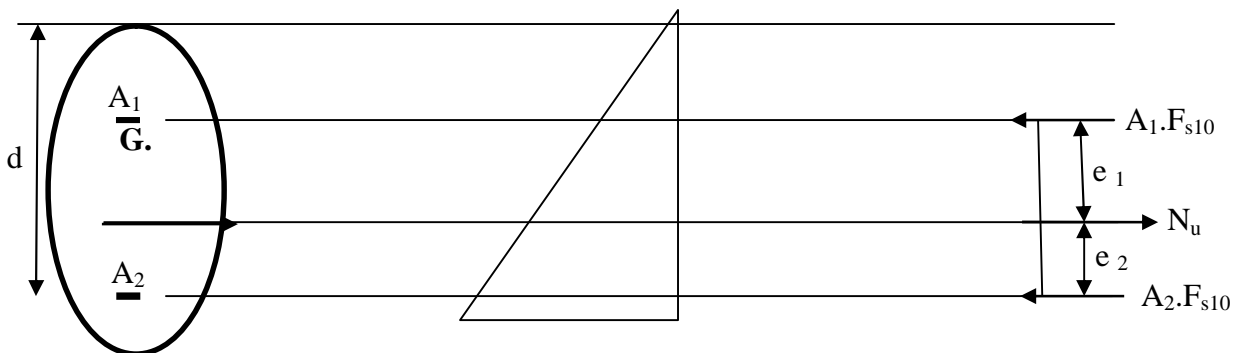
Nous pouvons remarquer une nette concordance entre les valeurs expérimentales obtenues par Zhan[51], et celles calculées par le présent logiciel et ceux pour tous les paliers de chargement. L'erreur commise sur la valeur du moment maximum est de l'ordre de 4 % ce qui est très satisfaisant pour un calcul qui automatise la distribution des armatures ainsi que celle des tables de béton dans le cas des sections circulaires.

III.3 comparaison du ferrailage entre le calcul du carré circonscrit au périmètre de la section et les résultats donnés par le présent calcul.

Plusieurs utilisateurs adoptent un calcul simplifié en considérant un carré circonscrit au périmètre de la section. Une comparaison des résultats obtenus a ceux générés par cette méthode montre qu'il n'est pas raisonnable de traiter les sections circulaires par cette démarche de calcul. En effet :

- Cas de section entièrement tendue :

Souvent les éléments de structure tel que les poteaux sont soumis à des efforts de traction important, ajoutés à des moments de flexion, particulièrement dans les combinaisons accidentelles nous traiterons dans le cadre de cette étude la section entièrement tendue.



La section entièrement tendue si :

- N_u : effort de traction.
- Centre de pression C entre les armatures (A_1 et A_2).

Dans le diagramme des déformations passent par le pivot A → $\epsilon_{s2} = 10\%$

Les sections des armatures tendue seront donnés par :

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{st} \times (d - d')}$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{st} \times (d - d')}$$

Avec $\min(A_1, A_2) \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_s}$

On compare les résultats de ferrailage des sections circulaires donnés par le programme, et ceux donnés par le BAEL91. Les sections prises dans les calculs, sont celles des carrés circonscrits,

✓ Cas d'une section partiellement comprimée :

La section sera partiellement comprimée si :

N_u : effort de compression et c est à l'intérieur de la section avec la condition suivante :

$$N_u \times (d - d') - M_{ua} \leq (0,3337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

Et on remplaçant M par M_{ua} , avec:

$$M_{UA} = M_{UG} + N_U \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Les sections d'armatures seront données par la formule suivante :

Si $A' = 0$ $A = \left[\frac{M_{UA}}{d(1-0,4\alpha)f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} \right]$

Si $\mu_{bu} \geq \mu_l = 0,392$; donc $A' \neq 0$ $A = \frac{1}{f_{st}} \left[\frac{M_{UA} - A' \times f_{sc} (d-d')}{d(1-0,4\alpha)} + A' f_{sc} - N_u \right]$

Avec : $A' = \frac{M_{UA} - M_R}{f_{sc}(d-d')}$; $M_R = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

On compare les résultats de ferrailage des sections circulaires donné par le programme, et ceux donnés par le BAEL, les sections prises dans les calculs sont celles des carrés circonscrits, de côté $a = D \times \cos 45^\circ$.

Les caractéristiques du béton et ; l'acier sont respectivement :

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

$$f_e E40 = 400 \text{ Mpa}$$

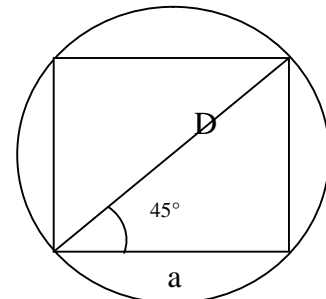


Fig III.28 : section prise dans le calcul

Pour un diamètre D=70 cm

M (kN.m)	N (kN)	A _{face}	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	A _{face}	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	-	23,00	25,13	1,09	300	-1000	33,62	125,60	50,26	2,49
0	-750	-	17,24	18,85	1,09	300	-750	30,11	113,04	43,98	2,57
0	-500	-	11,50	12,57	1,09	300	-500	26,76	100,48	37,7	2,66
0	-250	-	5,76	9,42	1,63	300	-250	23,6	87,92	31,40	2,33
50	0	A _{min}	-	A _{min}	-	300	0	17,01	62,80	25,13	2,49
50	250	A _{min}	-	A _{min}	-	300	250	14,84	50,24	21,99	2,28
50	500	A _{min}	-	A _{min}	-	300	500	12,97	50,24	18,85	2,00
50	750	A _{min}	-	A _{min}	-	300	750	11,43	36,96	12,57	2,99
50	1000	A _{min}	-	A _{min}	-	300	1000	10,34	36,96	9,42	3,92
50	1250	A _{min}	-	A _{min}	-	300	1250	9,10	28,26	6,28	4,50
50	1500	A _{min}	-	A _{min}	-	300	1500	A _{min}	-	A _{min}	-
100	-1000	20,84	75,36	31,40	2,4	200	-1000	27,30	100,48	40,84	2,46
100	-750	17,24	62,80	28,27	2,22	200	-750	23,61	87,92	34,56	2,54
100	-500	13,65	32,16	21,79	2,21	200	-500	19,98	75,36	28,27	2,66
100	-250	9,94	28,27	15,71	1,79	200	-250	16,49	62,80	21,99	2,85
100	0	6,34	24,13	9,42	2,56	200	0	13,13	50,24	18,85	2,66
100	250	A _{min}	-	A _{min}	-	200	250	9,96	32,16	12,57	2,55
100	500	A _{min}	-	A _{min}	-	200	500	7,07	24,12	6,28	3,84
100	750	A _{min}	-	A _{min}	-	200	750	A _{min}	-	A _{min}	-
100	1000	A _{min}	-	A _{min}	-	200	1000	A _{min}	-	A _{min}	-
100	1250	A _{min}	-	A _{min}	-	200	1250	A _{min}	-	A _{min}	-
100	1500	A _{min}	-	A _{min}	-	200	1500	A _{min}	-	A _{min}	-

Tableau III.16 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit pour une section de 70 cm de diamètre (**partie A**)

M (kN.m)	N (kN)	A _{face}	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	A _{face}	A _s BAEL (cm ²)	A _s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
400	-1000	32,20	125,60	56,55	2,22	500	-1000	38,04	150,72	65,94	2,31
400	-750	29,64	113,04	53,41	2,11	500	-750	35,82	138,16	59,69	2,31
400	-500	27,26	100,48	47,12	2,13	500	-500	33,85	125,60	56,55	2,22
400	-250	25,07	87,92	40,84	2,18	500	-250	32,17	125,60	50,26	2,49
400	0	23,17	87,92	34,56	2,90	500	0	30,88	113,04	43,98	2,57
400	250	21,57	75,36	31,40	2,40	500	250	30,11	113,04	40,84	2,76
400	500	20,38	75,36	28,27	2,66	500	500	28,20	100,48	37,70	2,66
400	750	19,74	72,32	21,99	3,29	500	750	25,32	87,92	31,40	2,80
400	1000	17,30	62,80	18,85	3,33	500	1000	22,45	87,92	28,27	3,11
400	1250	14,43	50,24	15,47	3,24	500	1250	19,57	75,36	25,13	2,99
400	1500	11,55	37,68	12,57	3,00	500	1500	16,70	62,80	21,99	2,85

Tableau III.17 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit pour une section de 70 cm de diamètre (**partie B**)

Pour un diamètre $D = 80$ cm

M (kN.m)	N (kN)	A_{face}	A_s BAEL (cm ²)	A_s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	A_{face}	A_s BAEL (cm ²)	A_s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
0	-1000	-	23,00	25,13	1,09	200	-1000	20,53	75,36	34,56	2,18
0	-750	-	17,24	18,85	1,09	200	-750	17,63	62,80	28,27	2,22
0	-500	-	11,50	12,57	1,09	200	-500	14,66	50,24	25,13	1,99
0	-250	-	5,76	9,42	1,63	200	-250	11,77	37,68	18,85	1,99
50	0	A_{min}	-	A_{min}	-	200	0	8,97	30,80	12,57	2,45
50	250	A_{min}	-	A_{min}	-	200	250	6,28	24,12	9,42	2,56
50	500	A_{min}	-	A_{min}	-	200	500	A_{min}	-	A_{min}	-
50	750	A_{min}	-	A_{min}	-	200	750	A_{min}	-	A_{min}	-
50	1000	A_{min}	-	A_{min}	-	200	1000	A_{min}	-	A_{min}	-
50	1250	A_{min}	-	A_{min}	-	200	1250	A_{min}	-	A_{min}	-
50	1500	A_{min}	-	A_{min}	-	200	1500	A_{min}	-	A_{min}	-
100	-1000	16,01	75,36	28,27	2,66	300	-1000	24,95	87,82	40,84	2,15
100	-750	13,14	62,80	21,99	2,85	300	-750	22,03	75,36	34,7	2,17
100	-500	10,26	50,24	18,85	2,66	300	-500	19,19	75,36	31,4	2,40
100	-250	7,32	32,16	12,57	2,55	300	-250	16,23	62,80	25,13	2,49
100	0	4,38	16,08	6,28	2,56	300	0	13,83	50,24	18,85	2,66
100	250	A_{min}	-	A_{min}	-	300	250	11,32	37,68	15,71	2,39
100	500	A_{min}	-	A_{min}	-	300	500	8,96	25,12	9,42	2,66
100	750	A_{min}	-	A_{min}	-	300	750	6,75	12,56	6,28	2,00
100	1000	A_{min}	-	A_{min}	-	300	1000	A_{min}	-	A_{min}	-
100	1250	A_{min}	-	A_{min}	-	300	1250	A_{min}	-	A_{min}	-
100	1500	A_{min}	-	A_{min}	-	300	1500	A_{min}	-	A_{min}	-

Tableau III.18 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit du BAEL pour une section de 80cm de diamètre (**partie A**).

M (kN.m)	N (kN)	A_{face}	A_s BAEL (cm ²)	A_s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$	M (kN.m)	N (kN)	A_{face}	A_s BAEL (cm ²)	A_s Calcul (cm ²)	$\frac{Calcul}{BAEL}$
400	-1000	29,43	113,04	47,12	2,39	500	-1000	34,13	125,60	53,41	2,35
400	-750	26,65	100,48	40,84	2,46	500	-750	31,52	113,04	47,12	2,39
400	-500	23,97	87,92	37,70	2,33	500	-500	29,04	113,04	43,98	2,57
400	-250	21,41	75,36	31,40	2,40	500	-250	26,69	100,48	37,70	2,66
400	0	18,98	62,80	28,27	2,22	500	0	24,51	87,92	34,56	2,54
400	250	16,71	62,80	21,99	2,85	500	250	22,51	87,92	28,27	3,11
400	500	14,60	50,24	18,85	2,66	500	500	20,74	75,36	25,13	2,99
400	750	12,69	37,68	12,42	3,03	500	750	19,22	75,36	18,85	3,99
400	1000	11,02	37,68	9,42	4,00	500	1000	18,04	62,80	15,71	3,99
400	1250	9,64	25,12	6,28	4,00	500	1250	17,26	62,80	12,57	4,99
400	1500	9,64	25,12	6,28	4,00	500	1500	15,99	50,24	9,42	5,33

Tableau III.19 : Comparaison du calcul aux résultats obtenus par le carré circonscrit du BAEL pour une section de 80cm de diamètre (**partie B**).

III.5 Conclusion

Le résultat du calcul réglementaire comparé à celui obtenu à l'aide des abaques de Davidovecci dans le cas d'un effort normal de compression et ceux obtenus par le calcul selon le BAEL91 ou l'Eurocode2 dans le cas de la traction simple et de la compression simple d'une part, d'autre part la continuité du ferrailage au voisinage d'un effort normal nul en flexion composée nous permettent d'affirmer que la méthode proposée donne une solution très proche de la solution exacte dans le cas des sections circulaires et dans tous les cas de chargement possibles. Elle permet ainsi de calculer ce type de section avec un outil de calcul, simple d'utilisation, avec une automatisation de la distribution des armatures ainsi que l'automatisation de la discrétisation de la section de béton en tables trapézoïdales. Une légère différence de section d'armatures calculées a été constatée, par rapport aux abaques proposés par Davidovicki de l'ordre de 4%, dans le cas de l'application d'un effort normal de compression, est constatée. Cela s'explique bien entendu par le fait que la section d'armature donnée par le présent calcul est en nombre de barres, les barres sont injectées dans la section une à une jusqu'à retrouver la première section résistante au couple d'effort appliqué. Notons que cette différence n'a en aucun cas dépassé la section d'une barre.

En plus de la possibilité de calcul pour tous les différents cas de sollicitations, traction simple, compression simple, et flexion composée quelque soit la nature de l'effort normal. Une simulation du comportement réel de ce type de section est possible, en effet, le résultat obtenu dans le cas du pieu en béton armé montre que le logiciel permet également la simulation du comportement réel de ce type de section. De ce fait, il peut être également un outil de vérification de la capacité portante de sections armées existante.

Enfin, le calcul par le carré circonscrit à l'intérieur du cercle ne peut être un calcul raisonnable pour ce type de section, en effet les résultats obtenus dans le cadre de cette étude montrent parfaitement que cette approche de calcul surestime considérablement la section d'armatures dans une section circulaire dans tous les cas de charges.

CONCLUSION

Conclusion générale

Ce présent travail traite des sections circulaires en béton armé dans le domaine non linéaire, dont le calcul par les relation d'équilibre des sections s'avère compliqué du fait d'un grand nombre d'inconnues présentes dans les équation d'équilibres. Des méthodes sont proposées pour le traitement de ce type de sections nous citerons les abaques de Davidovecci [10], qui considèrent la section d'armature uniformément répartie sur toute la section du béton. Cette méthode si elle traite de façon satisfaisante le cas d'un effort normal de compression, elle n'a pas simplement envisagé le cas d'un effort normal de traction, qui peut s'avérer prépondérant dans certain cas d'étude notamment dans le cas des combinaisons accidentelles qui tiennent compte de l'action sismique sur les structures élancées. Dans ce domaine, la méthode proposée qui consiste non plus à rechercher la section exacte des armatures pour équilibrer un couple d'effort donné, mais plutôt, rechercher la première section résistante à ce couple d'effort en partant de la section du béton seul, en introduisant les barres d'acier une à une et en redéfinissant à chaque ajout d'une barre la géométrie de la section, dans l'hypothèse de l'équidistance des barres, permet de traiter ce type de section dans tous les cas de charges possible d'une part. D'autre part, l'utilisation de l'élasticité non linéaire dans la recherche du moment résistant maximum permet la simulation du comportement réel de ce type de section sous la forme de l'évolution de la courbure en fonction du moment appliqué.

Ce qui confère au logiciel, construit dans le cadre de cette étude, la possibilité de servir d'outil de calcul des armatures réglementaires pour ce type de sections d'une part. D'autre part, la possibilité de servir comme outil de vérification de la capacité portante des sections armées existante aussi bien en comportement conventionnel qu'en comportement réel des matériaux constituant la section. De plus, l'automatisation de la définition de la géométrie de la section permet de faciliter l'utilisation du logiciel en simplifiant le fichier de données

Cette étude nous a permis de constater que le calcul de ce type de section par la considération du carré circonscrit à l'intérieur du cercle ne peut être un calcul raisonnable.

Enfin, ce logiciel peut aisément intégrer un logiciel global de calcul des piles circulaires en béton armé qui tient compte des effets du second ordre qui ont une importance non négligeable dans le cas de piles élancées fortement comprimées.

Finalement, la prise en compte simultanée de ces non linéarités, la définition correcte de l'épuisement de la capacité portante des sections, la définition automatisée de la géométrie de la section de béton ainsi que de la distribution des armatures aboutissant à un logiciel informatique de résolution du problème général, (possibilité de simulation du comportement réel de ce type de sections et le calcul des armature nécessaires pour un couple d'effort en flexion composé et ce quelque soit la valeur de l'effort normal) ne semble pas avoir été fait antérieurement. Au-delà du travail considérable de compréhension de l'ensemble des phénomènes en cause, de leur traduction en principes de calcul et de mise au point du logiciel informatique. Il s'agit donc d'un travail utile pour les applications dont il peut faire l'objet

Bibliographie

- [1] **Auboin J F.** Calcul des structures et informatique. EYROLLES-1983.
- [2] **Bouafia Y.** Simulation numérique du comportement moyen jusqu'à rupture d'une zone de poutre application au béton armé, béton précontraint et/ou béton de fibres. Mémoire de DEA. Université de Pière et Marie Curie, Paris 6 . 1987.
- [3] **Bouafia Y.** Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton précontraint extérieur. Thèse de doctorat-Ecole Centrale de PARIS -1991.
- [4] **Bouafia, Y., Kachi, MS., Fouré B.** Relation effort- ouverture dans le cas du béton armé de fibre d'acier. Annales du BTP, n° 2, avril 1998.
- [5] **Bouafia, Y., Kachi, MS., Fouré B.** Relation contrainte- déformation dans le cas du beton armé de fibre d'acier. Annales du BTP, n° 2, avril 2002.
- [6] **Bouafia, Y., Fouré B. Kachi, MS.** Shear strength of externally prestressed beams. Second International Symposium of Cement and Concrete Technology. Istambul Turkey, September 2000.
- [7] **Bouafia, Y., Kachi, MS., Ghazi, F.,** « Prerdiction de la rupture des sections circulaires en béton armé et béton armé de fibres » Association de mécanique Franco - Marocaine (AMFM), 4^{eme} Edition des journées d'études techniques (JET2006), 26-28 avril, Marrakech – Maroc.
- [8] **Bratina S, Čas B, Saje M, Planinc I.**
Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2 . University of Ljubljana. Faculty of Civil and Geodetic Engineering, Jamova 2, SI-1115 Ljubljana, Slovenia. International Journal of Solids and Structures 42 (2005) 5715–5733.
- [9] **Daunys M., Rimovkis S.,** Analysis of circular cross-section element, loaded by static and cyclic elastic-plastic pure bending. International Journal of Fatigue 28 (2006). Pp 211-222
- [10] **Davidovici V.** Formulaire du béton armé. Volume 1 Calculs, Règles BAEL 91, Eurocode 2, Règles parasismiques 92. ed Le moniteur. 1996.
- [11] **Demidovitch B, Maron I.** Eléments de calcul numérique. Edition Mir, 1979.

- [12] **Document Technique Unifié.** Règles techniques de conception et de calcul des constructions des ouvrages en béton armé selon les règles BAEL 80
- [13] **El kafrawy (A.F).** Méthode simplifiée pour le calcul plastique des ossatures en béton armé. Thèse de doctorat Ingénieur de l'université PARIS VI-1977.
- [14] **Espion B.** Contribution à l'analyse non linéaire des ossatures planes. Application aux structures planes en béton armé. Thèse de Doctorat- Université Libre de BRUXELLES- 1986.
- [15] **Eurocode 2, ENV 1992-1-1, NF P 18 711.** Calcul des structures en béton, partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Décembre 1992.
- [16] **Eurocode 92.** Partie 1.1. Règles générales et règles pour les bâtiments. ENV 1992 1.1 . Décembre 1992.
- [17] **Ferraro Maia A C, Grelat A, Fouré B.** Analyse non linéaire des ossatures en béton armé ou précontraint compte tenu du retrait, du fluage et de la relaxation. Annales de l'I.T.B.T.P. N°412, février 1983.
- [18] **Foure B.** Béton à haute résistance – essais des poteaux OG. Rapport du SES-CEBTP- novembre 1985.
- [19] **Foure B.** Déformation limites des armatures tendues et du béton comprimé pour le calcul sismique des structures. VI Colloque National AFPS. Juillet 2002, vol II, pp 67-74.
- [20] **Foure B, Rezende- Martins P.C DE.** Comportement en flexion jusqu'à rupture des poutres à précontrainte extérieure. AFPC XI congrès de la FIP Hambourg 1990.
- [21] **Foure B, Virlogeux M.** Précontrainte extérieure au béton : Comportement jusqu' à rupture des poutres à voussoirs préfabriquées. X congrès de la FIP New Delhi 1986.
- [22] **Grelat A.** Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé. Annales de l'ITBTP N° 366- novembre 1978.
- [23] **Grelat A.** Analyse non linéaire des ossatures hyperstatiques en béton armé. Thèse de doctorat Ingénieur- Université PARIS VI-1978.
- [24] **Grelat A & Nait rabah O.** Simulation Numérique du comportement des structures en béton armé ou précontraint hors du domaine linéaire. Rapport du SES-CEBTP- octobre 1988.
- [25] **Grelat A & Foure B & Maia F.** Analyse non linéaire des ossatures hyperstatiques en béton armé ou précontraint compte tenu du retrait, fluage et de la relaxation.

- [26] **Hindi R, Turechek W** . Experimental behavior of circular concrete columns under reversed cyclic loading. Department of Civil Engineering and Construction, Bradley University, 1501 W Bradley Avenue, Peoria, IL 61625, USA, b Stanley Consultants Inc., 9200 East Mineral Avenue, Englewood, CO 80112, USA. Construction and Building Materials 22 (2008) 684–693. 9 November 2006.
- [27] **Hyo-Gyoung Kwak, Sun- Pil KIM**. Non linear analysis of RC beams based on moment-curvature relation. Computers and Structures. 80. (2002). PP 615- 628.
- [28] **Kachi M S**. Calcul non linéaire, jusqu'à rupture, d'une section en béton armé de fibres métalliques. Application au béton armé ou précontraint et aux sections mixtes. Thèse de magister. Université de Tizi Ouzou 1998.
- [29] **Kachi M S, Bouafia Y, Drizi S**. Calcul non linéaire, jusqu'à rupture, d'une section en béton armé, béton précontraint et sections mixtes. Premier séminaire National en Génie Civil. Le 8 et 9 Décembre 1996.Biskra Algérie.
- [30] **Kachi M S, Bouafia Y**. Calcul non linéaire, jusqu'à rupture, d'une section de poutre soumise à une flexion plane. Journées scientifiques C.T.C. Centre et Université Mouloud Mammeri. 25 et 26 Juin 1997. Tizi- Ouzou Algérie.
- [31] **Kachi M S, Bouafia Y, Muller P, Fouré B**. Modélisation du comportement jusqu'à rupture des poutres en béton armé et précontraint en élasticité non linéaire. Colloque international Caractérisation et Modélisation des matériaux et structures « CMMS08 » Tizi Ouzou – Algérie. Le 16, 17 et 18 Nov 2008.
- [32] **Liang Q Q, Fragomeni S**. Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading. School of Engineering and Science, Victoria University, PO Box 14428, Melbourne, VIC 8001, Australia. Journal of Constructional Steel Research 65 (2009) 2186_2196.
- [33] **Manojkumar V. Chitawadagi , Mattur C. Narasimhan**
Strength deformation behaviour of circular concrete filled steel tubes subjected to pure bending. Department of Civil Engineering, National Institute of Technology Karnataka, Surathkal, Mangalore-575025, India. Journal of Constructional Steel Research 65 (2009) 1836_1845.
- [34] **Martins P C**. Analyse non linéaire of estruturas reticuladas espaciais de concerto armado. Thèse de master, université federale de RIO de JANERO _ mars 1979.

- [35] **Mau S T.** Numerical simulation of the behavior of axially loaded reinforced concrete columns. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston, TX 77204-4791, U.S.A. Computers d Swucrures Vol. 35. No. 4, pp. 361-368, 1990.
- [36] **Nait Rabah O.** Simulation numérique du comportement non linéaire des ossatures spatiales application aux structures en béton armé, en béton précontraint et mixte. Thèse de doctorat – Ecole Centrale de PARIS – 1990.
- [37] **P Nahoaniko .** étude d'une section en élasticité non linéaire (travail dirigé par M.Virlogeux).
- [38] **Rahmani O& Kibdani S.** Introduction à la méthode des éléments finis pour les ingénieurs. O.P.U.1988.
- [39] **Ramos G, Aparicio A.** Nonlinear analysis of externally prestressed bridges. Workshop Behaviour of external prestressing in structure. Saint Rémy- Lés-Cheuvreuse. Juin1993.
- [40] **Rezendi-Martins P L.** Modélisation du comportement jusqu' à la rupture en flexion des poutres en béton à précontrainte extérieure ou mixte. Thèse de doctorat à l'Ecole Centrale de Paris, 1989.
- [41] **Rezendi-Martins P L, Regis P, Desir J.** A study on the behaviour of hyperstatic concrete beams with mixed prestressing. Worksop Behaviour of external prestressing in structures. Saint Rémy-Lés-Cheuvreuse, Juin 1993.
- [42] **Sargin M.** Stress-Strain Relationshipe for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections. PHD Thesis presented to the University of Watreloo, Ontario, Canada, mars 1968, p 334.
- [43] **Taibi N S.** Pratique du FORTRAN 77. Edition BERTI-1991.
- [44] **Virlogeux M.** Calcul des structures en élasticité non linéaire [1]. Annales des ponts et chaussées 3trim 1986.
- [45] **Virlogeux M.** Calcul des structures en élasticité non linéaire [2]. Annales des ponts et chaussées 4 trim 1986.
- [46] **Virlogeux M.** Calcul des structures en élasticité non linéaire [2]. Annales des ponts et chaussées N° 39 et 40, 1986.
- [47] **Virlogeux M.** Etude d'une section de poutre en élasticité non linaire. Annales de l'ITBTP, Mai, 1986.

[48] Virlogeux M., M'RAD A. Etude d'une section de poutre en élasticité non linéaire. Application au béton armé, précontraint ou section mixte. Annales de l'I.T.B.T.P. N° 444, Mai 1986.

[49] Virlogeux M., M'RAD A. Flexural behavior of externally prestressed structures for ultimate loads. Workshop Behaviour of external prestressing structure. Saint Rémy-Lés-Cheuvreuse, juin 1993.

[50] Wadii H. Modélisation du comportement non linéaire jusqu' à la ruine des poutres mixte acier béton avec un système de précontrainte extérieure. Thèse de doctorat de l'Université Paris. 6 mai 1990

[51] Zhan Z. Contribution au dimensionnement des pieux en béton armé de fibre. Thèse de doctorat, Université d'Orléans, France, 1991.

[52] Zhen- Hai Guo and Xiu-Qin Zhang. Investigation of complete stress-deformation curves for concrete in tension. ACI Materiel Journal, July- August, 1987.

Notice d'utilisation du programme CIRC

Il permet l'évaluation des relations moment-courbure, effort normal-déformation, moment résistant interne maximal, effort normal résistant maximal d'une section circulaire en béton armé, le nombre de barres nécessaires pour équilibrer un couple d'efforts extérieurs (M, N) ainsi que leur diamètre et leur distribution sur le périmètre de la section.

A.V.1. paramètres d'entrée

- Géométrie de la section,
- Caractéristiques des aciers,
- Caractéristiques du béton,
- Les efforts appliqués,
- Le pas d'accroissement d'efforts.

Les données sont en KN pour les efforts normaux, en KN.m pour les moments, en m pour les distances, en m² pour les surfaces

A.V.2. paramètres de sortie

Les résultats sont donnés sous forme de tableau comportant :

- L'effort normal interne N [KN]
- Le moment fléchissant interne [KN.m]
- La courbure
- La déformation axiale
- La déformation extrême de la section
- Le nombre de barres (diamètre, section) nécessaire pour le couple d'efforts appliqué

Remarque : on peut afficher la déformation au niveau d'une fibre de hauteur H de la section considérée.

A.V.3 Données générales

Type de données	
Identification	Titre de fichier de données et de sortie
N. DE VARIABLES	2
N. DE LIGNES	2
VARIABLE	DESCRIPTION
Titre de fichier de données	Identification de calcul (de forme'.....' . DAT)
Titre de fichier De sortie	Identification des résultats (de forme'...'?...')

TYPE DE DONNEES	1.A
IDENTIFICATION	Données générales
N. DE VARIABLES	6
N. DE LIGNES	1
VARIABLE	DESCRIPTION
ne	Nombre d'éléments de béton
ns	Nombre de barres d'armatures pour une section existante = 0 pour le calcul d'armature
D	Diamètre de la section
Dia	Diamètre des barres utilisées
Mcal	Mode de calcul : = 1 pour le calcul de la courbe moment-courbure. = 2 pour le calcul de la courbe Effort normal-déformation. = 3 pour le calcul des armatures

TYPE DE DONNEES	2.B
IDENTIFICATION	Caractéristiques du béton
N. DE VARIABLES	8
N. DE LIGNES	1
VARIABLE	DESCRIPTION
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
E_{b0}	Module élastique du béton
K_b	Paramètre de lois de SARGIN = $E_{b0} \cdot EPS0/f_{cj}$ Il caractérise la branche croissante de cette loi
K'_b	Paramètre de loi de SARGIN = 0 Bétons fragiles = $K_B - 1$ béton normaux il caractérise la branche décroissante de cette loi
EPSRT	Déformation de rupture du béton en traction
EPS0	Déformation du pic de contrainte en compression
EPSCU	Déformation de rupture de béton en compression.
	*les données sont exprimées KN et en m

TYPE DE DONNEES	2.C
IDENTIFICATION	Caractéristiques des aciers passifs
N. DE VARIABLES	7
N. DE LIGNES	N_s (nombres de lits)
VARIABLE	DESCRIPTION
σ_e	Limite élastique des aciers (KN / m ²)
σ_r	Contrainte de rupture de l'acier (KN / m ²)
E_a	Module élastique de l'acier (KN / m ²)
EPSU	Déformation de rupture de l'acier
K_s	Type d'acier = 1 pour les aciers naturels = 2 pour les aciers écrouis

TYPE DE DONNEES	2.D
IDENTIFICATION	Sollicitations
N. DE VARIABLES	4
N. DE LIGNES	1
VARIABLE	DESCRIPTION
N	normal initial (KN)
M	Moment fléchissant initial (KN . m)
ΔN	Accroissement des efforts normaux (KN)
ΔM	Accroissement des efforts normaux (KN)