

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITÉ SAAD DAHLAB –BLIDA-

كلية سعد دحلب- البليدة



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR

كلية العلوم الهندسية

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية

MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE

مذكرة نهاية التدرج

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION:

STRUCTURE RÉPARATION ET COUT DE CONSTRUCTION

THÈME

ÉTUDE D'UN BATIMENT DE FORME
IRRÉGULIÈRE EN ÉLÉVATION
(R+10) ET (R+7) +S/SOL
CONTREVENTÉ PAR DES VOILES EN BÉTON ARMÉ

ENCADRÉ PAR :

Mr.DERBALA

PRÉSENTÉ PAR :

Mr :SEBROU ABDELHAK

M^{elle} :DJEZIRI CHARIFA

DEVANT LES MEMBRES DE JURY :

PR ÉSIDENT : A.DJAHRA

ÉXAMINATEUR : M.SLITAINE

-Promotion 2015-

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumés

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale..... 01

I- Présentation de l'ouvrage

1. Introduction	03
2. Caractéristiques géométriques du bâtiment	03
3. Description Structurale	06
4. Classification Du Bâtiment Selon (R.P.A. 99 versions 2003)	07
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	07
I. Le Béton	08
II. ACIERS	12
III. HYPOTHESES DE CALCUL	14
6. Conclusion	15

II- Pré dimensionnement

1. INTRODUCTION	16
2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	16
3. EVALUATION DES CHARGES	18
4. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	21
5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	23
6. EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME (bloc A).....	26
7. EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME (bloc B).....	37
8. TABLEAU RECAPITULATIF DES SECTIONS ADOPTEES POUR LES POTEAUX	46
9. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	47

III- calcul des éléments secondaires

1. Acrotère.....	49
2. Etude du plancher à corps creux.....	56
1. Etude des poutrelles	56
2. Etude de la table de compression	75
3. Planchers en dalle pleine.....	77
4. Les balcons	85
5. Escaliers	90

IV- Etude Dynamique et Sismique

1. INTRODUCTION	107
2. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE	107
3. ÉTUDE DYNAMIQUE	110
4. ETUDE SISMIQUE	113
5. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	119
6. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	135
7. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P- Δ	142
8. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT	143
9. CONCLUSION	146

V- Ferrailage des Eléments Résistants

1. Introduction	147
2. Ferrailage des poteaux	147
3. Ferrailage des poutres	205
4. Ferrailage des voiles	238

VI- Etude de Fondation

1. Introduction	258
2. semelles isolées	261
3. Semelles Filantes	263
4. radier	265
5. étude du voile périphérique	283

VII- conclusion générale.....	289
--------------------------------------	------------

Bibliographie

Annexes

- ✓ **Annexe A : étude de sol.**
- ✓ **Annexe B : organigrammes.**

Remerciements

Nous remercions ALLAH qui nous a donné le courage et la patience Jusqu'au bout de nos études.

Au terme de ce cycle de préparation qui nous espérons sera couronné par le diplôme de master en génie civil, nous tenons à remercier notre promoteur Mr. DERBALA pour la patience, l'abnégation, le dévouement et le soutien qu'il nous a témoigné pour achever à terme cette modeste thèse et pour avoir proposé et dirigé ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux

et Nous lui rendons hommage pour ses qualités humaines, son intégrité scientifique et sa disponibilité à tout moment.

Nous tenons à remercier vivement l'ensemble des professeurs du département de génie civil qui nous avons enseignés ainsi que ceux qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont aussi à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'établissement de ce mémoire.

Nous ne saurons oublier enfin de remercier les honorables Membres de Jury qui nous faisons l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

** اللهم وفقنا لما تحبه وترضاه **

charifa et abdelhak

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir

À ma chère MAMAN.

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher PAPA.

À mes chers frères et sœurs

Lakhdar, Mohamed, Sidahmed, Souhila, Samira et Soumia.

À mon beau frère Rabeih

À mes chers nieces Céline , Dina .

À mon partenaire dans ce travail SEBROU ABDELHAK que j'estime énormément.

À mes très chères amies avec qui j'ai partagé les meilleurs moments de ma vie

Mouna ,Hafida, Rafic, Fyçal, merieme, merieme, Nora ,Ibtissem,.

À tous mes amis de la promotion 2015, et tous ceux qui m'ont connues et m'aimer.

Que dieu le tout puissant vous préserve tous et vous procure sagesse et bonheur

DJEZIRI CHARIFA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

À l'être le plus cher de ma vie Qui m'a soutenue durant tout mon parcours, Qui m'a aidée et encouragée sans cesser de garder toujours espoir

À ma chère MAMAN.

À l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses sacrifices et encouragements son soutien moral

À mon cher PAPA.

À mes chers frères et ma sœur

Ferhat, Mohamed, Hadjer, Fares

Mes cousins et cousines.

À mon partenaire dans ce travail DJEZIRI SABIHA CHARIFA que j'estime énormément.

À mes très chères amies avec qui j'ai partagé les meilleurs moments de ma vie

À tous ceux qui j'aime et qui m'aiment : qu'ils trouvent ici l'expression de mes sentiments les plus dévoués et mes vœux les plus sincères ;

Que dieu le tout puissant vous préserve tous et vous procure sagesse et bonheur

SEBROU ABDELHAK

Résumé

Le présent projet fin d'étude consiste principalement à l'étude technique d'un bâtiment qui possède une irrégularité en plan et en élévation dont une partie de R+10+S/sol et l'autre partie en R+7+S/sol a multiple usage.

La structure est implantée dans la wilaya de Blida (zone 3), contreventée par des voiles et des portiques.

Le dimensionnement et l'étude dynamique ainsi que le ferrailage ont été faites conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) et (le B.A.E.L.91) et bien sur le (R.P.A.99 version 2003).

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة فنية لمبنى يحتوي على مخالفات في المخطط و الارتفاع و ذلك في الجزء R+10+S/sol و في الجزء الأخر R+7+S/sol متعدد الاستخدامات يقع الهيكل في ولاية البليدة (منطقة 3)، دعمت بواسطة جدران خرسانية مسلحة ورواق بأعمدة.

الأبعاد و الدراسة الديناميكية وكذا التسليح كلهم وضعوا وفقا لقواعد التصميم وحساب الهياكل بالخرسانة المسلحة (B.A.E.L.91) و (C.B.A.93) و بالطبع (نسخة 2003 R.P.A.99).

ABSTRACT

This end of study Project mainly has the technical study of a building that has an irregularity in plan and élévation, part of R + 10 + S / soil and the other part in R + 7 + S / soil has multiple use.

The structure is located in Blida (zone 3), braced by sails and porticos.

Sizing and dynamic study as the reinforcement were made in accordance with design rules and calculation of reinforced concrete structures (C.B.A.93) and (the B.A.E.L.91) and of course (R.P.A.99 2003 version).

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau.II.1.dégression des surcharges d'exploitation.....</i>	<i>27</i>
<i>Tableau II-2 : Choix Final des Poteaux Central.....</i>	<i>30.</i>
<i>Tableau II-3 : Choix Final des Poteaux de de Rives.....</i>	<i>33</i>
<i>Tableau II-4 : Choix Final des Poteaux d'angle.....</i>	<i>36.</i>
<i>Tableau.II.5.dégression des surcharges d'exploitation.....</i>	<i>37.</i>
<i>Tableau II-6 : Choix Final des Poteaux Central.....</i>	<i>39.</i>
<i>Tableau II-7 : Choix Final des Poteaux de de Rives.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau II-8: Choix Final des Poteaux d'angle.....</i>	<i>45</i>
<i>Tableau. II.9 : Choix Final des Poteaux.....</i>	<i>46.</i>
<i>Tableau III.1 : Charges supportés par les poutrelles.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau III.2 : Valeurs des efforts internes des poutrelles.....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau III.3 : Valeurs des efforts internes des poutrelles.....</i>	<i>66.</i>
<i>Tableau III.4 : Efforts maximaux en appuis et en travée.....</i>	<i>68 .</i>
<i>Tableau.III.5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.....</i>	<i>69.</i>
<i>Tableau.III. 6: vérification à l'ELS.....</i>	<i>71.</i>
<i>Tableau.III. 7: calcul de la flèche.....</i>	<i>73</i>
<i>Tableau .III.8 : Evaluation des charges</i>	<i>77.</i>
<i>Tableau III.9.Calcul des efforts.....</i>	<i>77.</i>
<i>Tableau .III.10 : Ferrailage de la dalle pleine</i>	<i>78.</i>
<i>Tableau .III.11 : Vérification des contraintes.....</i>	<i>81</i>
<i>Tableau .III.12 : Correction de la contrainte d'acier</i>	<i>81</i>

<i>Tableau .III.13 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....</i>	83.
Tableau.III.14 : Combinaison des charges.....	86
Tableau.III.15 : Calcul des efforts internes.....	86
Tableau.III.16: Ferrailage du balcon.....	86.
Tableau.III.17: Vérification des contraintes du balcon	88.
<i>Tableau III.18 : Chargements des escaliers.....</i>	94
<i>Tableau .III.19 : Ferrailage de l'escalier.....</i>	98
<i>Tableau .III.20: Vérification de la flèche de l'escalier.....</i>	99
<i>Tableau III.21 : Combinaison des charges.....</i>	102.
Tableau.III.22 : Ferrailage en travée et sur appuis.....	103
<i>Tableau III.23 : Vérification à l'ELS.....</i>	105
<i>Tableau IV-1 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.....</i>	121
<i>Tableau IV-2 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.....</i>	123
<i>Tableau IV-3 : les sections des poteaux adoptées dans le modèle N1</i>	124.
<i>Tableau IV-4 : vérification de la raideur pour les sections des poteaux adoptées.....</i>	125
<i>Tableau IV-5 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle N1</i>	127
<i>Tableau IV-6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N1</i>	129.
<i>Tableau IV-7 : les sections des poteaux adoptées dans le modèle final.....</i>	130
<i>Tableau IV-8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.....</i>	132
<i>Tableau IV-9 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final.....</i>	134
<i>Tableau IV-10 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés du bloc A.....</i>	135
<i>Tableau IV-11 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés du bloc B.....</i>	136.

<i>Tableau IV-12 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires</i>	136
<i>Tableau IV-13 : les sections des poteaux adoptées du modèle final après modifications</i>	137
<i>Tableau IV-14 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après modifications</i>	139.
<i>Tableau IV-15 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final après modifications</i>	141.
<i>Tableau IV-16 : Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans les deux sens</i>	143
<i>Tableau IV-17 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x</i>	144.
<i>Tableau IV-18 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y</i>	145
<i>Tableau V-1 : tableau des contraintes</i>147
<i>Tableau V-2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})</i>	150
<i>Tableau V-3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_2^{max}, N^{corr})</i>	151
<i>Tableau V-4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_3^{max}, N^{corr})</i>	152
<i>Tableau V-5 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr})</i>	153
<i>Tableau V-6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})</i>	154
<i>Tableau V-7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr})</i>	155
<i>Tableau V-8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr})</i>	156
<i>Tableau V-9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})</i>	157
<i>Tableau V-10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})</i>	158
<i>Tableau V-11 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr})</i>	159
<i>Tableau V-12 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr})</i>	160
<i>Tableau V-13 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr})</i>	161
<i>Tableau V-14 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})</i>162

<i>Tableau V-15 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_2^{max}, N^{corr}).....</i>	<i>163</i>
<i>Tableau V-16 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_3^{max}, N^{corr}).....</i>	<i>164</i>
<i>Tableau V-17 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min}, M^{corr}).....</i>	<i>165</i>
<i>Tableau V-18 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....</i>	<i>166</i>
<i>Tableau V-19 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr}).....</i>	<i>167</i>
<i>Tableau V-20 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr}).....</i>	<i>168</i>
<i>Tableau V-21 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....</i>	<i>169</i>
<i>Tableau V-22 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....</i>	<i>170</i>
<i>Tableau V-23 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr}).....</i>	<i>171</i>
<i>Tableau V-24 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr}).....</i>	<i>172</i>
<i>Tableau V-25 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min}, M^{corr}).....</i>	<i>173</i>
<i>Tableau V-26 : choix des armatures des poteaux carrés.....</i>	<i>174</i>
<i>Tableau V-27 : choix des armatures des poteaux circulaires.....</i>	<i>175</i>
<i>Tableau V-28 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée (N^{ser}_{max}; M^{ser}_{corr})..</i>	<i>177</i>
<i>Tableau V-29 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée ($M_2^{ser}_{max}$; N^{ser}_{corr}).....</i>	<i>178</i>
<i>Tableau V-30 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée ($M_3^{ser}_{max}$; N^{ser}_{corr})..</i>	<i>179</i>
<i>Tableau V-31 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée (N^{ser}_{min}; M^{ser}_{corr}).....</i>	<i>180</i>
<i>Tableau V-32 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires (N^{ser}_{max}; M^{ser}_{corr})... </i>	<i>181</i>
<i>Tableau V-33 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires ($M_2^{ser}_{max}$; N^{ser}_{corr}).</i>	<i>182</i>
<i>Tableau V-34 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires ($M_3^{ser}_{max}$; N^{ser}_{corr}).....</i>	<i>183</i>

<i>Tableau V-35 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires (N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{corr}).....</i>	<i>184</i>
<i>Tableau V-36 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux carrés.....</i>	<i>186</i>
<i>Tableau V-37 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux circulaires.....</i>	<i>187</i>
<i>Tableau V-38 : Espacements maximales selon R.P.A.99.....</i>	<i>189</i>
<i>Tableau V-39 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux carrés.....</i>	<i>190</i>
<i>Tableau V-40 : Espacements maximales selon R.P.A.99.....</i>	<i>191</i>
<i>Tableau V-41 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux circulaires.....</i>	<i>192</i>
<i>Tableau V-42 : Vérification des contraintes des poteaux carrés de l'infrastructure.....</i>	<i>195</i>
<i>Tableau V-43 : tableau récapitulatif pour le ferrailage des poteaux carrés.....</i>	<i>196</i>
<i>Tableau V-44 : Vérification des contraintes des poteaux circulaires de l'infrastructure... </i>	<i>197</i>
<i>Tableau V-45 : tableau récapitulatif pour le ferrailage des poteaux circulaires.....</i>	<i>198</i>
<i>Tableau V-46 : tableau des contraintes.....</i>	<i>206.</i>
<i>Tableau V-47 : Ferrailage des Poutres porteuses (Situation Durable).....</i>	<i>209</i>
<i>Tableau V-48 : Ferrailage des Poutres porteuses (Situation accidentelle).....</i>	<i>210</i>
<i>Tableau V-49 : Ferrailage des Poutres porteuses (Situation accidentelle).....</i>	<i>211</i>
<i>Tableau V-50 : Ferrailage des Poutres non - porteuses (Situation Durable).....</i>	<i>212</i>
<i>Tableau V-51 : Ferrailage des Poutres non - porteuses (Situation accidentelle).....</i>	<i>213</i>
<i>Tableau V-52 : Ferrailage des Poutres non - porteuses (Situation accidentelle).....</i>	<i>214</i>
<i>Tableau V-53 : Choix des Armatures pour les Poutres porteuses.....</i>	<i>215</i>
<i>Tableau V-54 : Choix des Armatures pour les Poutres non - porteuses.....</i>	<i>216</i>
<i>Tableau V-55 : Vérification de la Condition de Non – Fragilité.....</i>	<i>217.</i>
<i>Tableau V-56 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.....</i>	<i>219</i>
<i>Tableau V-57 : Vérification des poutres non - porteuses à l'ELS.....</i>	<i>220</i>
<i>Tableau V-58 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses.....</i>	<i>222</i>

<i>Tableau V-59 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres non - porteuses...</i>	<i>222</i>
<i>Tableau V-60 : Revérification de la contrainte de cisaillement des poutres non - porteuses.</i>	<i>223</i>
<i>Tableau V-61 : calcul de ferrailage et choix des armatures des nouvelles sections redimensionnées.....</i>	<i>223</i>
<i>Tableau V-62 : le nouveau Choix des Armatures pour les Poutres non - porteuses.....</i>	<i>224</i>
<i>Tableau V-63 : Calcul des Armatures Transversales pour les poutres porteuses.....</i>	<i>226</i>
<i>Tableau V-64 : Calcul des Armatures Transversales pour les poutres non - porteuses.....</i>	<i>226</i>
<i>Tableau V-65 : Vérification de la Flèche des Poutres porteuses.</i>	<i>228</i>
<i>Tableau V-66 : Vérification de la Flèche des Poutres non - porteuses.</i>	<i>230</i>
<i>Tableau V-67 : Valeurs de (l_f/l).....</i>	<i>240</i>
<i>Tableau V-68 : Les efforts de compressions dans les voiles.....</i>	<i>241</i>
<i>Tableau V-69 : Aciers verticaux et horizontaux.....</i>	<i>242</i>
<i>Tableau V-70 : Aciers transversaux.....</i>	<i>243</i>
<i>Tableau V-71 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.....</i>	<i>248</i>
<i>Tableau V-72 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.....</i>	<i>249</i>
<i>Tableau V-73 : Caractéristiques des voiles.....</i>	<i>252</i>
<i>Tableau V-74 : Calcul des armatures du voile N1.....</i>	<i>252</i>
<i>Tableau V-75 : Calcul des armatures du voile N2.....</i>	<i>253</i>
<i>Tableau V-76 : Calcul des armatures du voile N3.....</i>	<i>253</i>
<i>Tableau V-77 : Calcul des armatures du voile N4.....</i>	<i>254</i>
<i>Tableau V-78 : Calcul des aciers de couture des voiles.....</i>	<i>254</i>
<i>Tableau V-79 : Calcul des aciers de compression des voiles.....</i>	<i>255</i>
<i>Tableau V-80 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.....</i>	<i>256</i>
<i>Tableau VI. 1 : Effort normal appliqué sur les fondations(bloc A).....</i>	<i>260</i>

Tableau VI. 2 : Effort normal appliqué sur les fondations (bloc B).....	260
Tableau VI.3 : Sections des semelles isolées (Bloc a).....	262
Tableau VI.4 : Sections des semelles isolées (Bloc b).....	262
Tableau VI.5: Sections des Semelles Filantes.....	264
Tableau VI.6: Sections des Semelles Filantes.....	264
Tableau.VI.7.Détermination de la hauteur de la nervure.....	268
Tableau VI.8: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	271
Tableau VI.9 : Contraintes sous le radier à l'ELS.....	271
Tableau. VI.10 : Ferrailage de panneau du radier.....	273
Tableau VI.11: Vérification des contraintes.....	274
Tableau VI.12 : Redimensionnement des Armatures.....	274
Tableau VI.13: Vérification des contraintes.....	274
Tableau VI.14: Ferrailage des nervures sens porteur.....	276
Tableau VI.15: Ferrailage des nervures sens non porteur.....	276
Tableau VI.16: Vérification des contraintes sens porteur.....	276
Tableau VI.17: Vérification des contraintes sens non porteur.....	277
Tableau VI.18: <i>Redimensionnement des armatures</i>	277
Tableau VI.19: <i>Vérification des contraintes</i>	277
Tableau VI.20 : <i>Vérfications des Contraintes du Béton et d'Acier</i>	282
Tableau VI.21 : <i>Ferrailage du Voile Périphérique</i>	285
Tableau VI.22 : Vérification des Contraintes à l'ELS.....	287
Tableau VI.23 : Vérification des Contraintes à l'ELS.....	287

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : bâtiment étudié - vue en plan -.....	4.
Fig. I.2 : bâtiment étudié – coupe en élévation -.....	5
Fig. I.3 : Diagramme Contraintes – Déformations à E.L.U.....	11
Fig. I.4 : Diagramme Contraintes – Déformations à E.L.S.....	11
Fig. I.5 : Diagramme Contraintes – Déformations d’acier à E.L.U.....	12.
Fig. II-1 : Dalle en corps creux.....	16.
Fig. II.2 Coupe du plancher en corps creux.....	17.
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher.....	18.
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher courant.....	19.
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	19.
Figure II.6 : Coupe verticale du plancher dalle pleine (balcons).....	20.
Figure II.7 : Constituants d'un mur extérieur.....	20.
Figure II.8 : Dimensions de l'acrotère.....	21.
Fig II.9. Schéma statique de la descente de charge.....	27.
Fig II.10 : Coupe en plan du voile.....	47
Fig III.1 : Acrotère	49
Fig III.2 :Sollicitation de l'acrotère.....	49
Fig III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.....	50.
Figure III.4 : Section de ferrailage d'acrotère.....	51
Figure III.5 : Schéma du centre de pression d'acrotère	52
Figure III .6 : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.....	54
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	55
Figure III.8 : Coupe du plancher en corps creux.....	56

<i>Figure III.9 : Poutrelle préfabriquée</i>	56
<i>Figure III.10 : Schéma statique des poutrelles à l'ELU et à l'ELS</i>	60.
<i>Figure III.11 : Les étaielements</i>	61.
<i>Figure III.12 : Les types des poutrelles</i>	63.
<i>Figure III.13 : schéma statique pour les poutrelles à 6 travées</i>	64
<i>Figure III.14 : Diagrammes des moments (kN.m) à L'ELU/ELS</i>	65
<i>Figure III.15 : Diagrammes des efforts tranchants (kN) à L'ELU/ELS</i>	65
<i>Figure III.16 : schéma statique pour les poutrelles à 3 travées</i>	66
<i>Figure III.17 : Diagrammes des moments (kN.m) à L'ELU/ELS</i>	67
<i>Figure III.18 : Diagrammes des moments (kN.m) à L'ELU/ELS</i>	67
<i>Figure III.19 : Détails ferrailage des poutrelles à 6 travers</i>	75
<i>Figure III.20 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression</i>	76.
<i>Figure III.21 : Dimensions de la dalle pleine</i>	77
<i>Figure III .22 : Ferrailage de la dalle pleine</i>	84
<i>Figure III.23: condition d'appui de la dalle du balcon</i>	85.
<i>Figure III.24 : schéma statique des balcons</i>	86.
<i>Figure III.25 : Plan de ferrailage des balcons</i>	89.
<i>Figure III.26 : Les différents composants d'un escalier</i>	90.
<i>Figure .III.27 :Schéma statique de l'escalier</i>	94.
<i>Figure .III.28 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant</i>	95.
<i>Figure .III.29 : ferrailage des escaliers</i>	100.
<i>Figure III.30: Schéma statique de la poutre palière</i>	102
<i>Figure.III.31 : Diagramme des efforts</i>	105
<i>Figure III.32 : Ferrailage de la poutre palière</i>	106

<i>Fig. IV.1 : les Etapes du Calcul Sismique</i>	114
<i>Fig. IV.2 : modèle initial</i>	120
<i>Fig. IV.3 : modèle N1</i>	126
<i>Fig. IV.4 : modèle final</i>	131
<i>Fig. IV.5 : réduction des voiles X₅ et X₆</i>	138
<i>Fig. IV.6 : réduction du voile Y₆</i>	138.
<i>Fig. IV.7 : Le grand effort P-Δ</i>	142
<i>Fig. V.1 : la zone nodale</i>	147
<i>Fig. V.2 : schémas de ferrailage des poteaux carrés</i>	201
<i>Fig. V.3 : schémas de ferrailage des poteaux circulaires</i>	204
<i>Fig. V.4 : Disposition des Poutres</i>	207
<i>Fig. V.5 : insertion des données des poutres porteuses</i>	227.
<i>Fig. V.6 : résultat de calcul de la flèche des poutres porteuses</i>	228
<i>Fig. V.7: Insertion des données des poutres non porteuse</i>	228
<i>Fig. V.8 : résultat de calcul de la flèche des poutres non – porteuses</i>	229
<i>Fig. V.9 : arrêt des barres</i>	230
<i>Fig. V.10 : schémas de ferrailage des poutres porteuses</i>	232
<i>Fig. V.11 : schémas de ferrailage des poutres non - porteuses</i>	237
<i>Fig. V.12 : schéma statique d'un voile</i>	238
<i>Fig. V.13 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage</i>	239
<i>Fig. V.14 : Définition de l'élément mur</i>	240
<i>Fig. V.15 : les dimensions d'un voile</i>	240
<i>Fig. V.16 : les niveaux de voile à vérifiés</i>	242
<i>Fig. V.17 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque</i>	245

<i>Fig. V.18 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles</i>	246
<i>Fig. V.19 : disposition des voiles ferrailés</i>	251
<i>Fig. V.20 : schéma de ferrailage du voile N2</i>	257
Figure VI. 1 : Dimensions de la semelle isolée.....	261
Figure VI.2, Semelle isolée sous poteau.....	261
Figure VI.3. Semelle filante.....	263
Figure VI.4. Schéma d'un radier.....	265
<i>Figure VI.5 : les contraintes sous radier</i>	270
<i>Figure VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de radier</i>	272
Figure VI.7 : Ferrailage de la Dalle du Radier.....	275
Figure VI.8; Ferrailage des nervures du sens porteur	279
Figure VI.9; Ferrailage des nervures non porteur.....	279
<i>Figure.VI.10: Schéma descriptif de disposition de ferrailage d'un radier nervuré</i>	280
Figure VI.11 : <i>Schéma statique des débords</i>	281
Figure VI.12 : <i>Diagramme des Moments</i>	281
Figure VI.13 <i>Ferrailage du Débord</i>	282
Figure VI.14 : Schéma statique du voile périphérique.....	283
Figure VI.15 : Poussées des terres.....	284
Figure VI.16 : <i>Ferrailage du voile périphérique sens x-x</i>	288
<i>Figure VI.17 : Ferrailage du voile périphérique sens y-y</i>	288

Introduction Générale

Durant ces dernières décennies, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionnés des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

Ces dégâts ont été causés par la construction (calcul et conception), pour les remédier beaucoup de recherches ont été faites pour comprendre le comportement des constructions devant ces sollicitations, afin de réduire le risque partielle ou totale.

Les activités du génie civil en Algérie ou ailleurs sont préconisé par des **documents techniques réglementaires** d'où les règles de conceptions et de calcul des constructions sont fixés pour assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des sollicitations par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le présent travail de fin d'étude, nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour un bâtiment de forme irrégulière en plan et en élévation, en (R+10) retranché de 3 étages dans un seul coté avec un sous-sol.

Ce travail est ainsi partagé en sept chapitres représentés comme suit :

Le Chapitre **I** contient le descriptif de l'ouvrage à étudié avec ses dimensions en plan et en élévation, les éléments structuraux et non-structuraux, ainsi le choix et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré-dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, et voiles), se fait en premier lieu afin d'entamer l'étude dynamique chose faite dans le deuxième chapitre conformément aux codes de calcul du béton armé aux états limites (**B.A.E.L. 91**) et le règlement parasismique algérien (**R.P.A 99/2003**).

Au Chapitre **III** était le calcul des éléments secondaires non-structuraux (l'acrotère, les escaliers, les balcons, les poutrelles...).

Dans le chapitre **IV** nous nous intéressons à l'étude dynamique du bâtiment y compris, la modélisation de la structure qui sera réalisé par le logiciel **SAP 2000**, la détermination des modes de vibrations, la période et surtout les déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments structuraux à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique ce qui fait l'objet du cinquième chapitre.

L'étude de la partie infrastructure y'compris le dimensionnement et le ferrailage des fondations ainsi que le voile périphérique choses traités au sixième chapitre.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale suivie par des perspectives et instructions.

1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude technique basé sur un calcul de génie civil afin de satisfaire la sécurité en premier lieu et l'économie en deuxième lieu à notre ouvrage.

a) Le bâtiment initial :

Le travail proposé dans le cadre de notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en (R+4) à usage de commerce et habitation régulière en plan et en élévation, L'ouvrage sera implanté à **OUED EL ALLEUG** wilaya de **BLIDA** qui est classé comme une zone de forte sismicité (**ZONE III**) selon le classement des zones établie par le règlement parasismique algérien (**R.P.A 99/2003**), ce projet fait partie du projet « **72 LOGEMENTS PUBLICS PROMOTIONNELS A BENKHELIL** », le bâtiment étudié comporte 3 types de logements par étage (**F3 ; F4 ; F5**).

b) Le bâtiment modifié :

A fin d'apprendre plus dans notre projet de fin d'étude, nous avons fait des modifications sur notre bâtiment représentés comme suit :

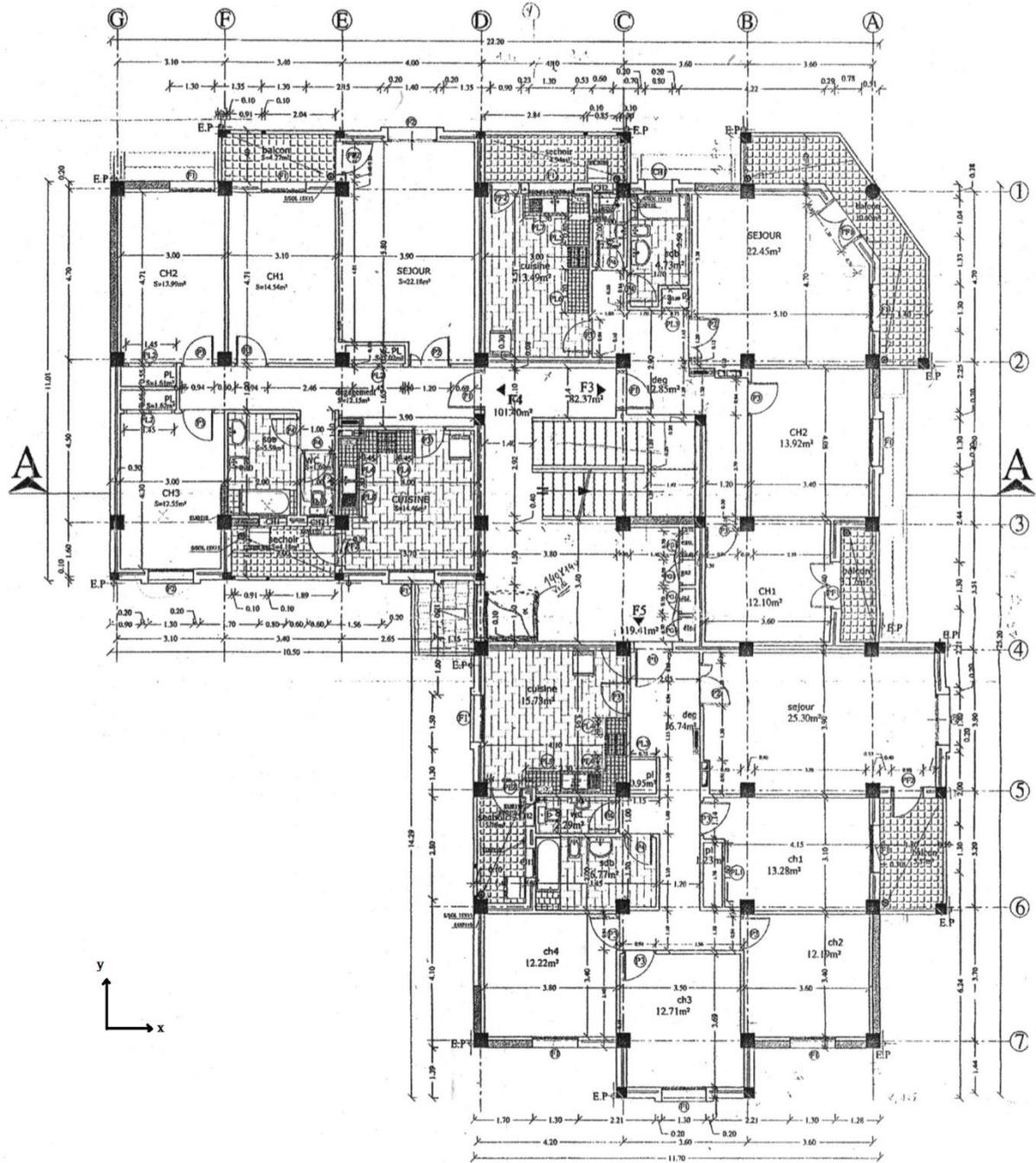
- Addition de 6 étages à usage d'habitation du côté logements **F3** et **F5** et de 3 étages de même usage du côté logements **F4**.
- L'ajout d'un sous-sol à usage parking auto.
- Le changement de type d'usage du R.D.C d'usage commerce à usage de bureaux.
- L'addition de la cage d'escaliers qui sera montée et descendra du 1^{ère} étage jusqu'au 10^{ème} étage.
- Terrasse du bâtiment est inaccessible.

-l'ouvrage étudié devient un bâtiment à usage multifonctionnel.

2. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

a. Dimensions en plan :

- ✓ Longueur du bâtiment :Ly = 25,20 m.
- ✓ Largeur du bâtiment :Lx = 22,20 m.



PLAN 1er ETAGE

Fig. I.1 : bâtiment étudié - vue en plan -.

Plan de coupe "AA"

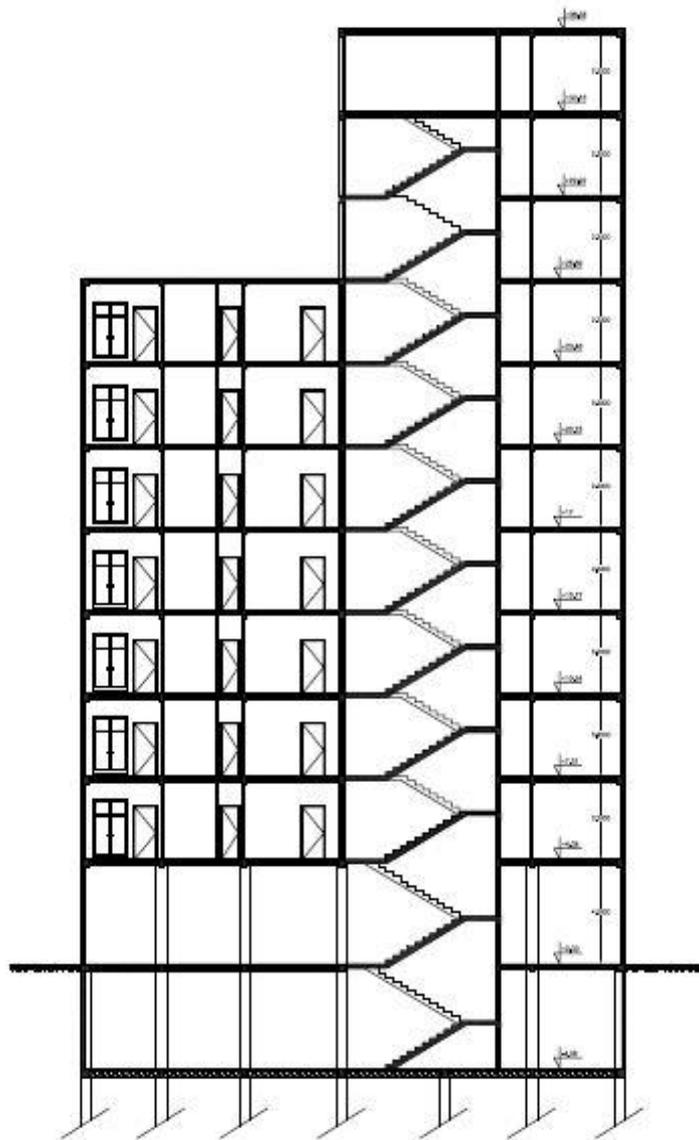


Fig. I.2 : bâtiment étudié – coupe en élévation -.

b. Dimension en élévation :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère :..... $H_t = 36.38$ m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment avec acrotère :..... $H_t = 36.98$ m.
- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée et sous-sol :..... $H = 4.08$ m.
- ✓ Hauteur de l'étage courant :..... $H = 3.23$ m.

3. Description Structurelle :**a. Ossature :**

Notre bâtiment est constitué par des portiques auto-stables en béton armé et des voiles de contreventements avec interaction suivant les deux sens.

b. Les Planchers :

Les planchers sont généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle essentiel est de transmettre les charges verticales aux éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles).

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine (la dalle du SS).

c. Escalier et ascenseur :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- Un escalier, menant du SS jusqu'au 10^{ème} étage constitué de deux volées et un palier, Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.
- Un ascenseur, menant du 1^{ère} jusqu'au 10^{ème} étage.

d. Terrasse :

La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien.

e. L'Acrotère :

C'est un élément de 60 cm de hauteur encastré dans le plancher terrasse.

f. Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

g. Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé coulé sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
 - la catégorie du site est un **site meuble (S₃)**.

h. Maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

• Murs extérieurs :

Ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur :

- ✓ Brique creuse de 15cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur.
- ✓ Lambe d'air de 5cm d'épaisseur.
- ✓ Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour la paroi interne du mur.

• Murs intérieurs :

Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui serrent à séparer deux espaces différents.

i. Système de coffrage :

Nous optons pour le coffrage métallique pour les voiles, car il présente beaucoup d'avantages tels que la réduction du temps d'exécution et des opérations manuelles, la sécurité de la main d'œuvre. Et un coffrage en bois pour les portiques et les planchers.

4. Classification Du Bâtiment Selon (R.P.A 99 versions 2003) :

Le Bâtiment est à usage d'habitation collective et dont la hauteur ne dépasse pas 48m, Il est classé comme étant ouvrage d'importance moyenne, donc « **groupe 2** ».

5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL9**) et tous les règlements applicables en Algérie (**RPA 99 version 2003 et CBA93**).

I- Le Béton :

Le béton est un matériau obtenue par un mélange adéquat de granulats (sable, graviers,...) le liant hydraulique (ciment) et de l'eau, il présente de bonne résistance en compression de l'ordre de **20 à 40 MPA** pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile vis-à-vis de la traction.

En général le béton peut être classé en trois groupes :

- ✓ béton lourd : $\rho > 2\,600 \text{ kg/m}^3$.
- ✓ béton normal : ρ entre 2 000 et 2 600 kg/m^3 .
- ✓ béton léger : ρ entre 800 et 2 000 kg/m^3 .

a. Composition du béton :

La composition courante de 1m^3 de béton est:

- 350 Kg de ciment CPA 325.
- 400 litres de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$.
- 800 litres de gravillons $5\text{mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$.
- 175 litres d'eau de gâchage propre.
- ✓ Soit alors un poids volumique de :
 $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour le béton armé.
 $\rho = 22 \text{ à } 23 \text{ kN/m}^3$ pour le béton non armé.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :**b.1 . Résistance du béton à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$. Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre **16 cm** (section **200 cm²**) et de hauteur **32 cm**.

b.2 . Résistance du béton à la traction :

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

c.1. Module de déformation longitudinale instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{i \ 28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

c.2. Module de déformation longitudinale différée :

Pour des charges de longue durée d'application, on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'où on a} \quad E_{v \ 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

d. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

E : module de Young.

γ : Coefficient de poisson.

e. Coefficient de poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$$\nu = 0 \quad \Leftrightarrow \text{Béton fissuré à L'E.L.U.}$$

$$\nu = 0,2 \quad \Leftrightarrow \text{Béton non fissuré à L' E.L.S.}$$

f. La masse volumique du béton armé :

On adopte la valeur : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

g. Notion des états limites :

On distingue deux états limites de calcul :

- états limites ultimes de résistance.
- Etats limites de service.

g.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y aura ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{c,j}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

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

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

Le coefficient θ : est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque la durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

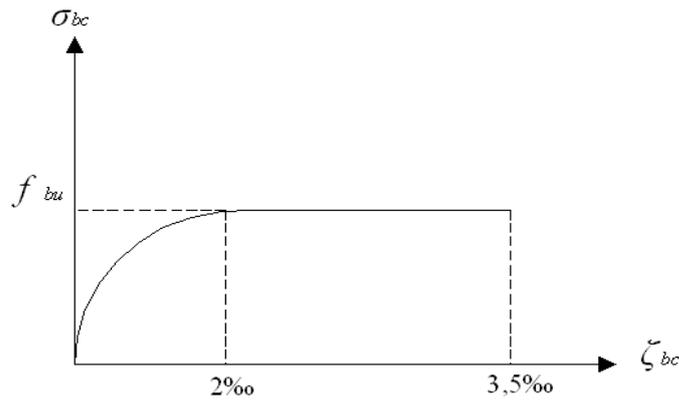


Fig. I.3 : Diagramme Contraintes – Déformations à E.L.U.

g.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue. Nous distinguons :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton.
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

Pour notre cas :

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

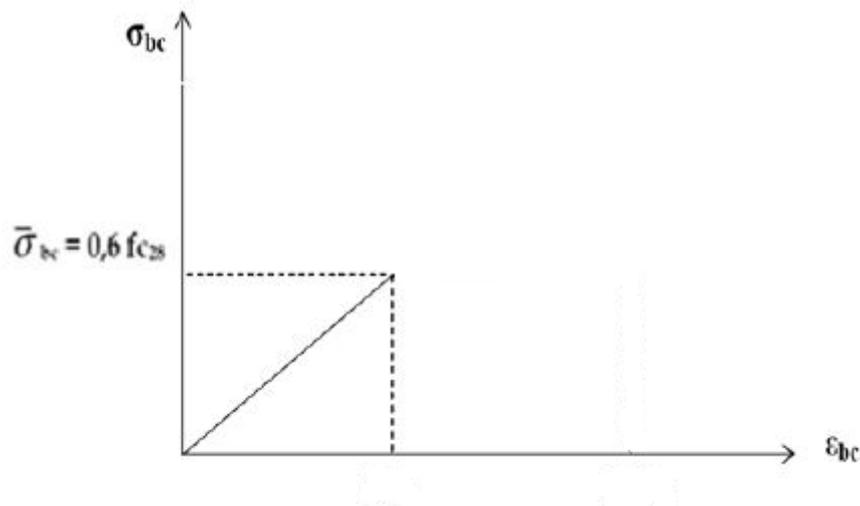


Fig. I.4 : Diagramme Contraintes – Déformations à E.L.S.

II- ACIERS :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction.

a. Caractéristiques de forme des aciers :

Nous distinguons deux types d'aciers pour le béton armé en fonction de leurs formes et de leurs surfaces :

- ✓ Les aciers lisses : il existe deux nuances ($F_e E_{22}$; $F_e E_{24}$) correspondant à des limites d'élasticité de **215** et **235** MPa.
- ✓ Les aciers à haute adhérence : les nuances sont ($F_e E_{40}$; $F_e E_{50}$) correspondant à des limites d'élasticité de **400** et **500** MPa.
- ✓ Treillis soudés (TS) : $f_e = 500$ MPa.

b. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale, Les expériences ont montrés que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier :

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

c. Les contraintes limites de calcul :

c.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

Le diagramme déformations (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'état limite ultime de résistance est conventionnellement défini ci-après :

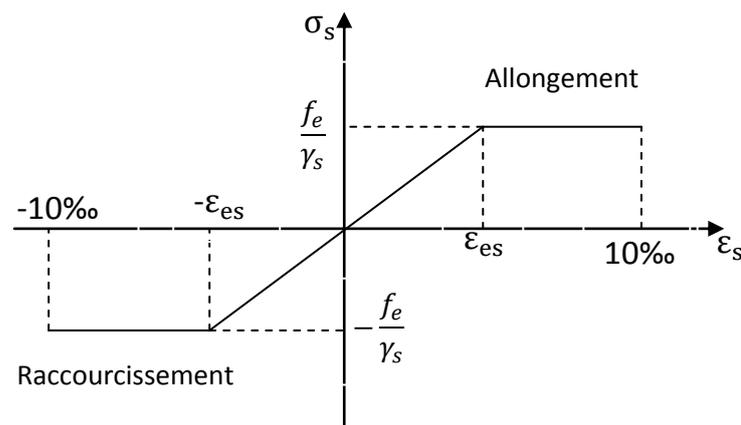


Fig. I.5 : Diagramme Contraintes – Déformations d'acier à E.L.U.

Tel que :

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires.} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentel les.} \end{cases}$$

Pour les aciers $FeE400$ on a : $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2,1 \cdot 10^5} = 1,74\%$

c.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_s} = 0.8 \xi$.

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté " n " est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$.

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

III- HYPOTHESES DE CALCUL :

a. A.P.E.L.U. :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ est égale à :

$$\diamond \text{ Rond lisse } \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ Haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$.

b. A.P.E.L.S. :

- Les sections droites doivent rester planes.
- Le béton tendu est négligé.
- Les effets de retrait sont négligés.
- Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté notre projet de fin d'étude, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de notre construction, Ensuite nous avons défini les éléments structurant un bâtiment en général et nous avons déterminé les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant le béton armé, A la fin nous avons expliqué les hypothèses que nous avons prises en considération pour la suite de notre étude.

1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure, nous permet d'avoir les dimensions minimales que doivent avoir les éléments de la structure, puis évaluer le chargement dans ses éléments.

Nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles.

2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:

- Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :
 - Plancher à corps creux pour les étages courants.
 - Dalle pleine pour les sous-sols, les balcons et certaine partie des planchers.

a-Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

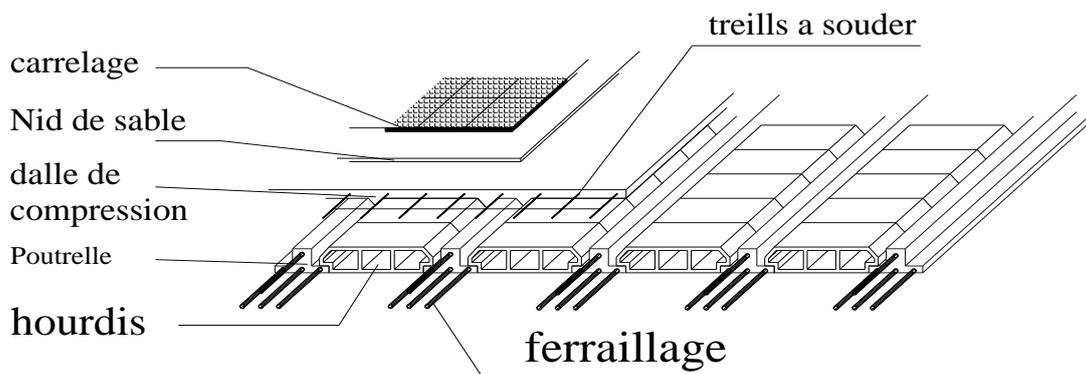


Figure (II-1) : Dalle en corps creux.

-Condition de résistance :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \dots\dots \text{Selon [1]}$$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale de la poutre. $L_{max} = 440 \text{ cm}$

Donc :
$$\frac{440}{25} \leq e \leq \frac{440}{20}$$

D'où $17.6\text{cm} \leq e \leq 22\text{cm} \Rightarrow e \geq 20\text{cm}$.

Nous prenons un plancher en corps creux de (16+4) cm.

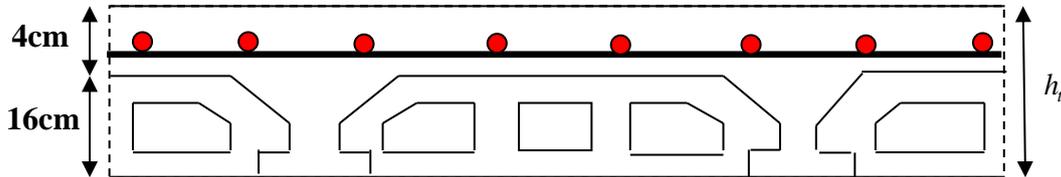


Figure II.2 Coupe du plancher en corps creux

b-Plancher en dalle pleine

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_y}{35} \leq e \leq \frac{L_y}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_y}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$ Selon [3]

L_y étant la plus grande portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée $L_x=4.4\text{ m}$

Nous aurons donc : $\frac{440}{50} \leq e \leq \frac{440}{40}$ [m].

Soit : $8.8 \leq e \leq 11$ [cm]

- **Résistance au feu :**

- $e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.
- $e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.
- $e = 17.5\text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

Nous choisissons une épaisseur de **16 cm**

- **Condition d'isolation phonique**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de **16 cm** ($e \geq 16\text{ cm}$)..... Selon [3]

Nous adoptera **$e = 16\text{cm}$** pour le plancher en dalle pleine.

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

- Pour les planchers à corps creux $e = 20$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm (16+4) cm.
- Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de 16 cm.

3- EVALUATION DES CHARGES :

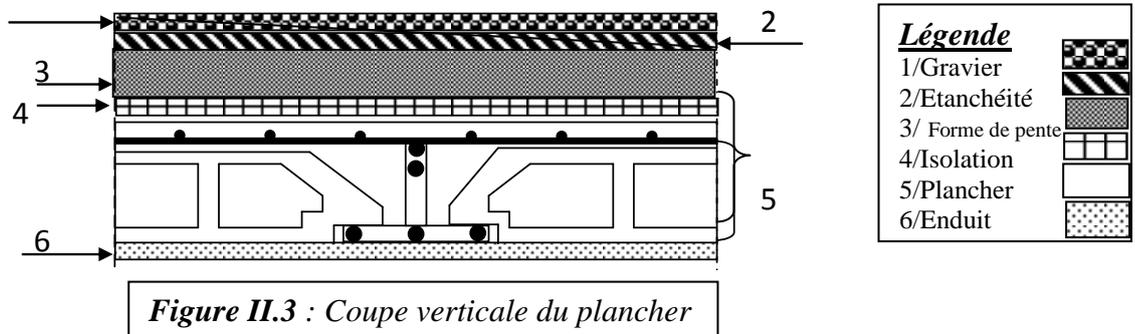
a). Les planchers à corps creux :

a.1 Planchers terrasse :

✓ Charge permanente :

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.20
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Plancher	16+4	/	2.85
6	Enduit en plâtre	2	10	0.20
			Σ	6.38

✓ Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$



a2. Planchers étage courant :

✓ Charge permanente :

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Carrelage	2		0.50
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle de compression+ corps creux	16+4	-	2.85
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères internes	10	-	1,00
			Σ	5,49 kN/m ²

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$ (habitation).

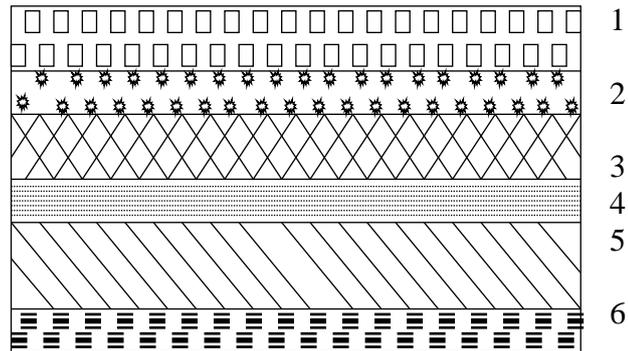


Figure II.4: Coupe verticale du plancher courant

b). Plancher dalle pleine

✓ Charge permanente :

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Carrelage	2		0,50
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine	16	25	4
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères internes	10	-	1,00
			Σ	6.64kN/m ²

✓ Charge d'exploitation : $Q=2.5$ KN/m² (bureau).

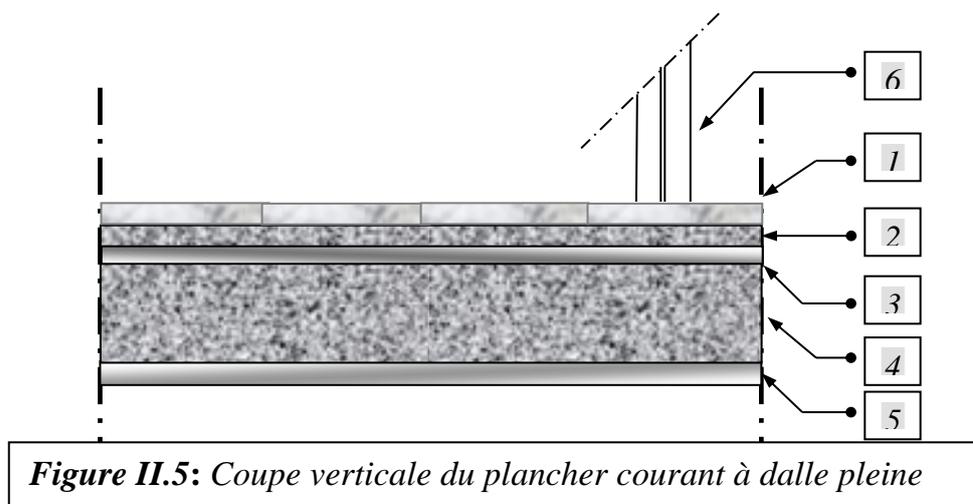


Figure II.5: Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine

c) Les balcons :

✓ Charge permanente :

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Carrelage	2		0.50
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine	16	25	4
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
			Σ	5.8 kN/m ²

✓ Charge d'exploitation : $Q=3.5$ kN/m²

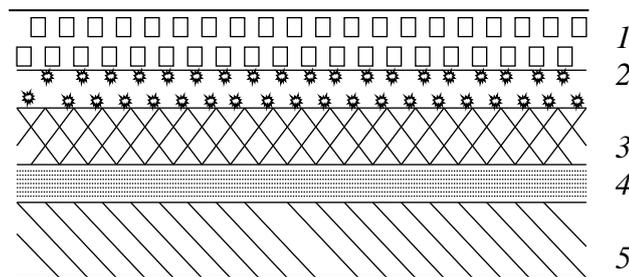


Figure II.6: Coupe verticale du plancher dalle pleine (balcons)

d) Maçonnerie

Murs extérieurs.

✓ Charge permanente :

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	18	0.36
2	Brique creuse	15	-	1.3
3	Ame d'air	5	-	0.0
4	Brique creuse	10	-	0.9
5	Enduit en plâtre	2	10	0.2
			Σ	2.76 kN/m ²

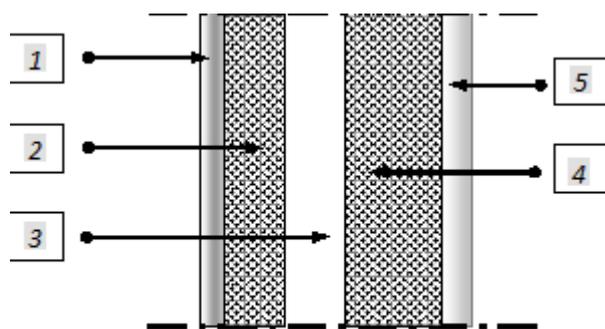


Figure II.7 : Constituants d'un mur extérieur

- 1 : Enduit en ciment.
- 2 : Brique creuse e = 15cm
- 3 : L'âme d'air.
- 4 : Brique creuse e = 10cm.
- 5 : Enduit en plâtre

e) Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = (0,10 \times 0,6) + (0,08 \times 0,10) + 0,1 \times \frac{0,02}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

D'où :

Le poids des éléments en béton armé : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$

Le poids de revêtement: $G_2 = 2 \times 0,02 \times 0,6 \times 18 = 0,432 \text{ kN/ml}$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 2,16 \text{ kN/ml}$$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

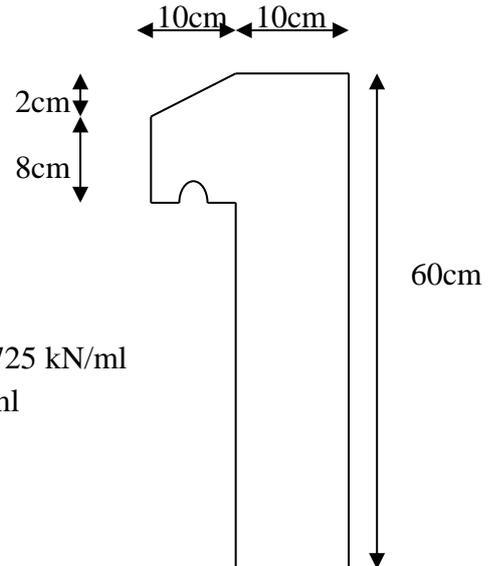


Figure II.8: Dimensions de l'acrotère

4. Pré dimensionnement des poutres:

Le pré dimensionnement des poutres se fait en appliquant des règles fournies par BAEL 91(modifié 99), CBA93 et les sections trouvées doivent vérifier les règles imposées par le RPA 99 ver 2003 et aussi les règles de RDM pour vérifier la rigidité.

A. Selon les règles BAEL 91 ... [4]

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

B. Selon le RPA 99(ver 2003) pour la zone III [2]

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

1. Poutre Porteuse :**1.1. Selon [4]**

On a : $L_{max} = 440 \text{ cm}$

$$1) \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

D'où : $29.33 \leq h \leq 44$ on prend **h=40 cm**

$$2) 0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40$$

D'où : $12 \leq b \leq 28$ on prend **b= 25cm**

1.2. D'après [2] pour la zone III :

- $h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.6 \leq 4$

⇒ Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

2. Poutre non Porteuse :**Bloc A :****2.1. Selon [4]**

On a : $L_{max} = 390 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

D'où : $26 \leq h \leq 39 \text{ cm}$ ⇒ on choisit $h = 35\text{cm}$

Et : $0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$

D'où : $10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$ ⇒ On choisit $b = 25\text{cm}$

D'après [2] pour la zone III

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30\text{cm}$
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20\text{cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.4 \leq 4$

Bloc B :**2.2. Selon [4]**

On a : $L_{max} = 370 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

D'où : $24.66 \leq h \leq 37 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit $h = 35 \text{ cm}$

$$\text{Et : } 0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$$

$$\text{D'où : } 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

\Rightarrow On choisit $b = 25 \text{ cm}$

2.3. D'après [2] pour la zone III

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$
- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} = 1.4 \leq 4$

Conclusion :

Pour les deux blocs on adoptera :

Poutre porteuses : $b \times h = 25 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres non porteuse : $b \times h = 25 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$.

5. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{Selon [4]}$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton tel que :
 - ▶ Poteaux carrés $B = (a \times b)$
 - ▶ Poteaux circulaires $B = \pi \cdot \frac{(D)^2}{4} \text{ m}^2$

Avec : D est diamètre de la section circulaire

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)..... situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie tel que :

- ▶ Poteaux carrés $B_r = (a - 0,02) (a - 0,02) \text{ m}^2$.
- ▶ Poteaux circulaires $B_r = \pi \cdot \frac{(D - 0,02)^2}{4} \text{ m}^2$.

↳ Selon le "BAEL 91 modifié 99"

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda &= 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{aligned} \right\}$$

Pour les poteaux carrés et les poteaux circulaires, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire B_r d'après l'équation :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u .$$

↳ **Le minimum requis par "RPA99 version 2003"**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

♦ **Poteau rectangulaire ou carrée :**

$$\left\{ \begin{aligned} \text{Min (a, b)} &\geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min (a, b)} &\geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} &< \frac{b}{h} < 4 \end{aligned} \right.$$

Nous optons pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

♦ **Poteau circulaire :**

$$D \geq 35 \text{ cm}$$

$$D \geq \frac{h_e}{15}$$

Avec : a, b dimensions de la section

h_e : la hauteur de l'étage

D : diamètre de la section circulaire

Remarque :

Pour les poteaux carrée : $a = \sqrt{B_r} + 2$ [cm]

Pour les poteaux circulaire : $D_1 = \frac{4lf}{\lambda}$ d'une part ;

D'autre part $B_r = (\pi(D - 0.02)^2)/4 \geq 0.066 Nu$ [M.N].

$$D_2 \text{ (m)} \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.06 [MN]}{\pi}} \sim 0.3 \sqrt{Nu} [M.N]$$

$$D = \text{Max} (D_1, D_2)$$

↳ **Selon L'ELS**

En se basant sur la formule de BAEL91 modifiée nous auront :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + \eta \cdot A_s} \leq 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec:

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS

N_{ser} : Effort normal à l'ELS $N_{ser} = N_G + N_Q$,

B : Section de béton du poteau .

A_s : Armature longitudinale ($A_s = 0,9\% B$)

η : Coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

En remplaçant, Nous obtiendrons :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} \leq 0,6 \cdot f_{c.28} = 15 \text{ MPa.}$$

✓ **Les poteaux les plus sollicités de la structure:**

Bloc A :

- Poteau centrale (C-2) : $S = 17,94 \text{ m}^2$
- Poteau de rive (A-2) : $S = 8,28 \text{ m}^2$
- Poteau d'angle (A-1) : $S = 8,6 \text{ m}^2$

Bloc B :

- Poteau centrale (E-2) : $S = 17,02 \text{ m}^2$
- Poteau de rive (G-2) : $S = 7,13 \text{ m}^2$
- Poteau d'angle (G-1) : $S = 3,64 \text{ m}^2$

6. EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME :

Bloc A :

Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Donnée par [DTR B.C.2.2]..... [5].

Avec : n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

- **Dégression des surcharges d'exploitation :**

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
N10	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
N9	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
N8	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
N7	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
N6	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
N5	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
N4	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+\dots+\dots+Q_7)$	8,50
N3	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+\dots+\dots+Q_8)$	9,28
N2	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+\dots+\dots+\dots+Q_9)$	10,05
N1	Q_{10}	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots+\dots+\dots+Q_{10})$	10,75
RDC	Q_{11}	$\Sigma_{11}=Q_0+0,64(Q_1+\dots+\dots+\dots+Q_{11})$	12,2
S.SOL	Q_{12}	$\Sigma_{12}=Q_0+0,63(Q_1+\dots+\dots+\dots+Q_{12})$	13,5

Tableau.II.1.dégression des surcharges d'exploitation

6.2Calcul de la décente de charge :

- Schéma statique de la descente de charge :

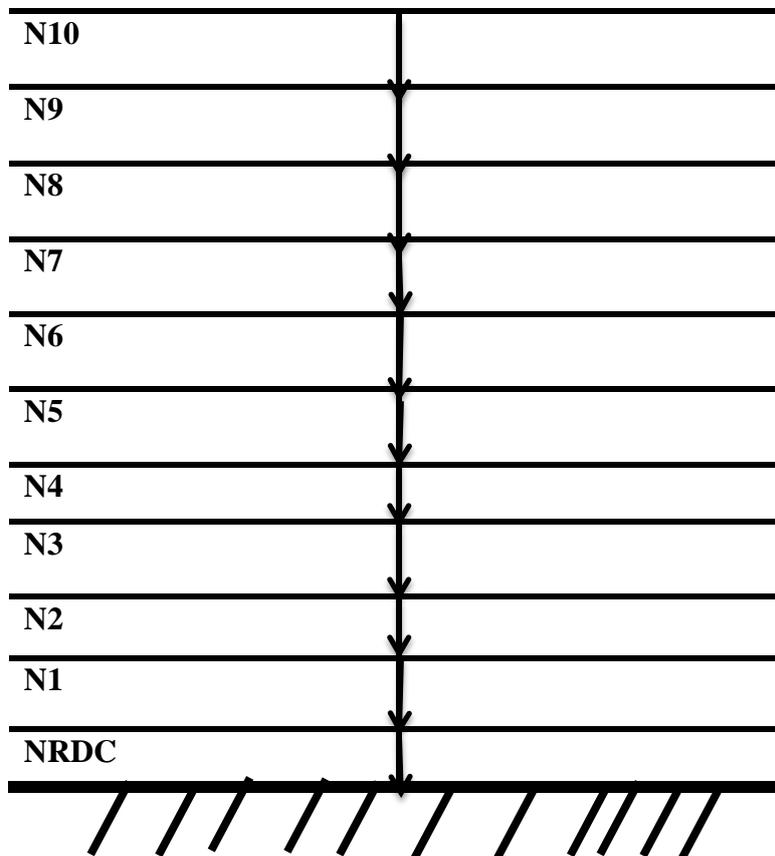


Figure II.9. Schéma statique de la descente de charge.

a. Poteau central : ($S= 17.94 m^2$)

✓ Charge permanente(G) :

❖ N10 :

- Poids du plancher terrasse : $17.94 \times 6.38 = 114.46 \text{ KN}$

- Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$

- Poids de la poutre non porteuse..... $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 3.6 = 7.875 \text{ KN}$

$$G_{10} = 133.08 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 133.08 \text{ KN}$$

❖ N9 :

- Poids du plancher $9.165 \times 5.49 + 8.775 \times 6.64 = 108.58 \text{ KN}$

- Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$

- Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 3.6 = 7.875 \text{ KN}$

- Poids du poteau $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.83 = 6.37 \text{ KN}$

$$G_9 = 133.58 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 266.67 \text{ KN}$$

❖ N8 :

$$G_8 = 133.58 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 400.25 \text{ KN}$$

❖ N7 :

$$G_7 = 133.58 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 533.83 \text{ KN}$$

❖ N6:

$$G_6 = 133.58 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 667.41 \text{ KN}$$

❖ N5:

$$G_5 = 133.58 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 801 \text{ KN}$$

❖ N4:

$$G_4 = 133.58 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 934.6 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{N3:} & & \mathbf{G_3} &= \mathbf{133.58 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{1068.2 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N2:} & & \mathbf{G_2} &= \mathbf{133.58 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{1201.78 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N1:} & & \mathbf{G_1} &= \mathbf{133.58 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{1335.36 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N0:} & & \mathbf{G_8} &= \mathbf{135.49 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{1470.85 \text{ KN}} \end{aligned}$$

◇ **Ns.sol:**

Charge permanente(G) :

- Plancher S.Sol :..... 17.94 x6.64=119 KN

- Poids de la poutre porteuse25 x0.4 x0.25 x4.3 = 10.75 KN

- Poids de la poutre non porteuse 25 x0.35 x0.25 x3.6 = 7.875KN

- Poids du poteau 25 x 0.3 x 0.3 x 3.68=8.28kN

$$\begin{aligned} \mathbf{G_{s.sol}} &= \mathbf{146.05 \text{ KN}} \\ \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{1617 \text{ KN}} \end{aligned}$$

- Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le tableau suivant :

Niv	N_G (kN)	N_Q (Kn)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	Kpot	Kpoutre	Choix finale	σ_{ser} (MPa)
N10	133.08	17.94	206.57	151.02	136.34	13.67	30x30	238.52	460	40x40	0.82
N9	266.67	44.85	427.28	311.52	282	18.79	30x30	238.52	460	40x40	1.69
N8	400.25	69.07	643.94	469.32	425	22.62	30x30	238.52	460	40x40	2.55
N7	533.83	90.6	856.57	624.43	565.34	25.76	30x30	238.52	460	40x40	3.39
N6	667.41	109.43	1065.15	776.84	703	28.51	30x30	238.52	460	40x40	4.22
N5	801	125.58	1269.72	926.58	838	30.95	35x35	441.88	460	40x40	5.04
N4	934.6	139.04	1470.27	1073.64	970.38	33.15	35x35	441.88	460	40x40	5.83
N3	1068.2	152.5	1670.82	1220.7	1102.74	35.21	40x40	753.83	460	40x40	6.63
N2	1201.78	166.48	1872.12	1368.26	1235.60	37.15	40x40	753.83	460	40x40	7.44
N1	1335.36	180.3	2073.19	1515.66	1368.31	39	40x40	753.83	460	40x40	8.24
N0	1470.85	192.86	2274.94	1663.71	1501.46	40.75	45x45	928.58	460	45x45	7.14
Ns.sol	1617	218.87	2511.26	1835.87	1657.43	42.71	45x45	928.58	460	45x45	7.88

Tableau II-2 : Choix Final des Poteaux Central.

Remarque :

On a calculé la raideur, dans le but de diriger la création des rotules plastiques dans la poutre et pas dans les poteaux pour cela il faut vérifier que :

$$\text{Raideur poteau} > \text{Raideur poutre} \longrightarrow \frac{I_{pot}}{L_{pot}} > \frac{I_{poutre}}{L_{poutre}}$$

b. Poteau de rive : $S= 8.28 m^2$ **✓ Charge permanente(G) :****❖ N10 :**

- Poids du plancher terrasse : $6.28 \times 6.38 = 52.83 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.65 = 3.61 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère $2,16 \times 4.6 = 9.94 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_9 = 77.13 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 77.13 \text{ KN}}$$

❖ N9 :

- Poids du plancher $8.28 \times 5.49 = 45.48 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.65 = 3.61 \text{ KN}$
- Poids du poteau $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.83 = 6.37 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_9 = 66.21 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 143.34 \text{ KN}}$$

❖ N8 :

$$\mathbf{G_8 = 66.21 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 209.55 \text{ KN}}$$

❖ N7 :

$$\mathbf{G_7 = 66.21 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 275.76 \text{ KN}}$$

❖ N6:

$$\mathbf{G_6 = 66.21 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 342 \text{ KN}}$$

❖ N5:

$$\mathbf{G_5 = 66.21 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 408.21 \text{ KN}}$$

❖ N4:	$G_4 = 66.21 \text{ KN}$ $G_{\text{cum}} = 474.42 \text{ KN}$
❖ N3:	$G_3 = 66.21 \text{ KN}$ $G_{\text{cum}} = 540.63 \text{ KN}$
❖ N2:	$G_2 = 66.21 \text{ KN}$ $G_{\text{cum}} = 606.84 \text{ KN}$
❖ N1:	$G = 66.21 \text{ KN}$ $G_{\text{cum}} = 673.05 \text{ KN}$
❖ N0:	$G_8 = 68.12 \text{ KN}$ $G_{\text{cum}} = 741.17 \text{ KN}$
❖ Ns.sol:	

Charge permanente(G) :

- Plancher S.sol :	$8.28 \times 6.64 = 54.98 \text{ KN}$
- Poids de la poutre porteuse	$25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$
- Poids de la poutre non porteuse	$25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.65 = 3.61 \text{ KN}$
- Poids du poteau	$25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.68 = 8.28 \text{ KN}$
	<hr/>
	$G_{\text{s.sol}} = 77.62 \text{ KN}$
	$G_{\text{cum}} = 818.8 \text{ KN}$

• Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant:

Niv	N_G (kN)	N_Q (Kn)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	Kpot	Poutre	Choix finale	σ_{ser} (MPa)
N10	77.13	8.28	116.55	85.41	76.92	10.77	30x30	238.52	460	40x40	0.46
N9	143.34	20.7	224.56	164.04	148.21	14.17	30x30	238.52	460	40x40	0.89
N8	209.55	31.88	330.71	241.43	218.27	16.77	30x30	238.52	460	40x40	1.31
N7	275.76	41.81	435	317.57	287.1	18.94	30x30	238.52	460	40x40	1.73
N6	342	50.51	537.46	392.51	354.72	20.83	30x30	238.52	460	40x40	2.13
N5	408.21	57.96	638.02	466.17	421.09	22.52	30x30	238.52	460	40x40	2.53
N4	474.42	64.17	736.72	538.59	486.24	24.05	30x30	238.52	460	40x40	2.93
N3	540.63	70.38	835.42	611.01	551.38	25.48	30x30	238.52	460	40x40	3.32
N2	606.84	76.84	934.49	683.68	616.76	26.83	30x30	238.52	460	40x40	3.72
N1	673.05	83.21	1033.43	756.26	682.06	28.12	30x30	238.52	460	40x40	4.11
N0	741.17	89	1134.08	830.17	748.49	29.36	30x30	183.42	460	40x40	4.51
Ns.sol	818.8	101.02	1256.91	919.82	829.56	30.80	35x35	339.82	460	40x40	5

Tableau II-3 : Choix Final des Poteaux de de Rives.

c. Poteau d'angle : $S = 8.6 \text{ m}^2$ (poteau circulaire)

✓ Charge permanente(G) :

❖ N10 :

- Poids du plancher terrasse : $8.6 \times 6.38 = 54.87 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 2.175 = 5.44 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre non porteuse..... $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.625 = 3.55 \text{ KN}$
 - Poids de l'acrotère $2.16 \times 3.8 = 8.21 \text{ KN}$
-
- $G_9 = 72.07 \text{ KN}$**
 $G_{cum} = 72.07 \text{ KN}$

❖ N9 :

- Poids du plancher $8.6 \times 5.49 = 47.21 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 2.175 = 5.44 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.625 = 3.55 \text{ KN}$
 - Poids du poteau $25 \times 0.096 \times 2.83 = 6.79 \text{ KN}$
-
- $G_9 = 63 \text{ KN}$**
 $G_{cum} = 135.07 \text{ KN}$

❖ N8 :

$G_8 = 63 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 198.07 \text{ KN}$

❖ N7 :

$G_7 = 63 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 261.07 \text{ KN}$

❖ N6:

$G_6 = 63 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 324.07 \text{ KN}$

❖ N5:

$G_5 = 63 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 387.07 \text{ KN}$

❖ N4:

$G_4 = 63 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 450.07 \text{ KN}$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N3:} & & \mathbf{G_3} &= \mathbf{63 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{513.07 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N2:} & & \mathbf{G_2} &= \mathbf{63 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{576.07 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N1:} & & \mathbf{G} &= \mathbf{63 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{639.07 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N0:} & & \mathbf{G_8} &= \mathbf{65.05 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{704.12 \text{ KN}} \end{aligned}$$

\diamond **Ns.sol:**

Charge permanente(G) :

- Plancher S.Sol :..... 8.6 x6.64=57.1 KN

- Poids de la poutre porteuse25 x0.4 x0.25 x2.175 = 5.44 KN

- Poids de la poutre non porteuse 25 x0.35 x0.25 x1.625 = 3.55KN

- Poids du poteau 25 x 0.096 x 3.68=8.832kN

$$\begin{aligned} \mathbf{G_{s.sol}} &= \mathbf{74.92 \text{ KN}} \\ \mathbf{G_{cum}} &= \mathbf{779.05 \text{ KN}} \end{aligned}$$

• Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant:

Niv	N_G (kN)	N_Q (Kn)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	D (cm)	Le choix	Kpot	Kpoutre	Choix finale	σ_{ser} (MPa)
N10	72.07	8.6	110.2	80.67	72.73	22.01	35	260.29	460	45	0.44
N9	135.07	21.5	214.59	156.57	141.63	22.01	35	260.29	460	45	0.85
N8	198.07	33.11	317.06	231.18	209.26	22.01	35	260.29	460	45	1.26
N7	261.07	43.43	417.60	304.5	275.62	22.01	35	260.29	460	45	1.66
N6	324.07	52.46	516.18	376.53	340.68	22.01	35	260.29	460	45	2.06
N5	387.07	60.2	612.84	447.27	404.47	23.49	35	260.29	460	45	2.452.
N4	450.07	66.65	707.57	516.72	467	25.24	35	260.29	460	45	2.83
N3	513.07	73.1	802.29	586.17	529.51	26.87	35	260.26	460	45	3.21
N2	576.07	79.81	897.41	655.88	592.29	28.42	35	260.29	460	45	3.59
N1	639.07	86.43	992.39	725.50	655	29.88	35	260.29	460	45	3.97
N0	704.12	92.45	1089.24	796.57	718.90	31.31	35	200.17	460	45	4.36
Ns.sol	779.05	104.92	1209.09	883.97	798	32.99	35	200.17	460	45	4.84

Tableau II-4 : Choix Final des Poteaux d'angle.

7. EVALUATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME :

Bloc B :

- Dégression des surcharges d'exploitation :

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
N7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
N6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
N5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
N4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
N3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
N2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
N1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+.....+Q_7)$	8,50
N0	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+.....+Q_8)$	9,97
S.sol	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,67(Q_1+.....+Q_9)$	11.385

Tableau.II.5.dégression des surcharges d'exploitation

7.1Calcul de la décente de charge :

a.Poteau central : (S=17.02 m²)

✓ **Charge permanente(G) :**

❖ **N7 :**

- Poids du plancher terrasse :..... 17.02x6.38 = 108.6 KN
 - Poids de la poutre porteuse25 x0.4 x0.25 x4.3 = 10.75 KN
 - Poids de la poutre non porteuse.....25 x0.35 x0.25 x3.4= 7.44KN
- G₇ =126.8 KN**
G_{cum} =126.8 KN

❖ **N6 :**

- Poids du plancher17.02 x 5.94= 93.44 KN
- Poids de la poutre porteuse25 x0.4 x0.25 x4.3 = 10.75 KN
- Poids de la poutre non porteuse25 x0.35 x0.25 x3.4 = 7.44KN
- Poids du poteau 25 x 0.3 x 0.3 x 2.83=6.37kN

$$G_9 = 118 \text{ KN}$$

$$G_{cum} = 244.8 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N5 :} & & G_5 & = 118 \text{ KN} \\ & & G_{cum} & = 362.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N4 :} & & G_4 & = 118 \text{ KN} \\ & & G_{cum} & = 480.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N3:} & & G_3 & = 118 \text{ KN} \\ & & G_{cum} & = 598.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N2:} & & G_2 & = 118 \text{ KN} \\ & & G_{cum} & = 716.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N1:} & & G_1 & = 118 \text{ KN} \\ & & G_{cum} & = 834.8 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N0:} & & G_3 & = 119.90 \text{ KN} \\ & & G_{cum} & = 954.70 \text{ KN} \end{aligned}$$

\diamond Ns.sol:

Charge permanente(G) :

- Plancher S.Sol :..... 17.02 x6.64=113.01 KN

- Poids de la poutre porteuse25 x0.4 x0.25 x4.3 = 10.75 KN

- Poids de la poutre non porteuse 25 x0.35 x0.25 x3.4 = 7.44KN

- Poids du poteau 25 x 0.3 x 0.3 x 3.68=8.28kN

$$\begin{aligned} G_{s.sol} & = 139.50 \text{ KN} \\ G_{cum} & = 1094.2 \text{ KN} \end{aligned}$$

- Les résultats concernant le poteau central sont donnés par le tableau suivant :

Niv	N_G (kN)	N_Q (Kn)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	Kpot	Kpoutre	Choix finale	σ_{ser} (MPa)
N7	126.8	17.02	196.71	143.82	129.83	13.4	30x30	238.52	460	40x40	0.78
N6	244.8	42.55	394.3	287.35	26.24	18.13	30x30	238.52	460	40x40	1.56
N5	362.8	65.53	588.08	428.33	388.13	21.7	30x30	238.52	460	40x40	2.33
N4	480.8	85.95	778.0	566.75	513.48	24.66	30x30	238.52	460	40x40	3.08
N3	598.8	103.82	964.11	702.62	636.31	27.22	30x30	238.52	460	40x40	3.82
N2	716.8	119.14	1146.4	835.94	756.62	29.5	30x30	238.52	460	40x40	4.54
N1	834.8	131.9	1324.83	966.7	874.39	31.6	35x35	441.88	460	40x40	5.25
N0	954.7	144.67	1505.85	1099.37	993.86	33.52	35x35	339.81	460	40x40	5.97
Ns.sol	1094.2	169.7	1731.72	1263.9	1143	35.8	40x40	579.7	460	40x40	6.87

Tableau II-6 : Choix Final des Poteaux Central.

b.Poteau de rive : $S= 7.13 m^2$

✓ **Charge permanente(G) :**

❖ **N7 :**

- Poids du plancher terrasse : $7.13 \times 6.38 = 45.50 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre non porteuse..... $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.4 = 3.06 \text{ KN}$
 - Poids de l'acrotère $2,16 \times 4.6 = 9.94 \text{ KN}$
- | |
|--|
| $G_7 = 69.25 \text{ KN}$ |
| $G_{cum} = 69.25 \text{ KN}$ |

❖ **N8 :**

- Poids du plancher $7.13 \times 5.49 = 39.14 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 4.3 = 10.75 \text{ KN}$
 - Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.4 = 3.06 \text{ KN}$
 - Poids du poteau $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.83 = 6.37 \text{ kN}$
- | |
|---|
| $G_9 = 59.32 \text{ KN}$ |
| $G_{cum} = 128.57 \text{ KN}$ |

❖ **N8 :**

$G_8 = 59.32 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 187.90 \text{ KN}$

❖ **N7 :**

$G_7 = 59.32 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 247.22 \text{ KN}$

❖ **N6:**

$G_6 = 59.32 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 306.54 \text{ KN}$

❖ **N5:**

$G_5 = 59.32 \text{ KN}$
 $G_{cum} = 365.86 \text{ KN}$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N4:} & & \mathbf{G_4} & = \mathbf{59.32 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} & = \mathbf{425.18 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N3:} & & \mathbf{G_3} & = \mathbf{61.23 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} & = \mathbf{486.41 \text{ KN}} \end{aligned}$$

Ns.sol:

Charge permanente(G) :

- Plancher S.Sol :.....	7.13 x6.64=47.34 KN	
- Poids de la poutre porteuse	25 x0.4 x0.25 x4.3 = 10.75 KN	
- Poids de la poutre non porteuse	25 x0.35 x0.25 x1.4= 3.06KN	
- Poids du poteau	25 x 0.3 x 0.3 x 3.68=8.28kN	
		<hr/>
		G_{s.sol} =69.43 KN
		G_{cum} = 555.84KN

• Les résultats concernant le poteau de rive sont donnés par le tableau suivant:

Niv	N_G (kN)	N_Q (Kn)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	Kpot	Kpoutre	Choix finale	σ_{ser} (MPa)
N7	69.25	7.13	104.18	76.38	68.76	10.29	30x30	238.52	460	40x40	0.41
N6	128.57	17.83	200.31	146.4	132.20	13.50	30x30	238.52	460	40x40	0.79
N5	187.9	27.45	294.84	215.35	194.6	15.95	30x30	238.52	460	40x40	1.17
N4	247.22	36	387.75	283.22	255.91	18	30x30	238.52	460	40x40	1.54
N3	306.54	43.5	479.08	350.04	316.2	19.78	30x30	238.52	460	40x40	1.90
N2	365.86	49.9	568.76	415.76	375.38	21.37	30x30	238.52	460	40x40	2.26
N1	425.18	55.26	656.88	480.44	433.54	22.82	30x30	238.52	460	40x40	2.61
N0	486.41	60.60	747.55	547.01	493.38	24.21	30x30	183.42	460	40x40	2.97
Ns.sol	555.84	71.08	857.00	626.92	565.62	25.78	30x30	183.42	460	40x40	3.4

Tableau II-7 : Choix Final des Poteaux de de Rives.

c. Poteau d'angle : $S = 3.64 \text{ m}^2$

✓ Charge permanente (G) :

❖ N7 :

- Poids du plancher terrasse : $3.64 \times 6.38 = 54.87 \text{ KN}$

- Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 2.2 = 5.5 \text{ KN}$

- Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.4 = 3.06 \text{ KN}$

- Poids de l'acrotère $2.16 \times 3.9 = 8.41 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_7 = 40.19 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 40.19 \text{ KN}}$$

❖ N6 :

- Poids du plancher $3.64 \times 5.49 = 19.98 \text{ KN}$

- Poids de la poutre porteuse $25 \times 0.4 \times 0.25 \times 2.2 = 5.5 \text{ KN}$

- Poids de la poutre non porteuse $25 \times 0.35 \times 0.25 \times 1.4 = 3.06 \text{ KN}$

- Poids du poteau $25 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.83 = 6.37 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_6 = 34.91 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 75.1 \text{ KN}}$$

❖ N5 :

$$\mathbf{G_5 = 34.91 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 110 \text{ KN}}$$

❖ N4 :

$$\mathbf{G_4 = 34.91 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 144.9 \text{ KN}}$$

❖ N3 :

$$\mathbf{G_3 = 34.91 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 179.81 \text{ KN}}$$

❖ N2 :

$$\mathbf{G_2 = 34.91 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{G_{cum} = 214.72 \text{ KN}}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N1:} & & \mathbf{G_1} & = \mathbf{34.91 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} & = \mathbf{249.63 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond \text{ N0:} & & \mathbf{G_3} & = \mathbf{36.82 \text{ KN}} \\ & & \mathbf{G_{cum}} & = \mathbf{286.45 \text{ KN}} \end{aligned}$$

\diamond **Ns.sol:**

Charge permanente(G) :

- Plancher S.Sol : 3.64 x 6.64 = 24.17 KN

- Poids de la poutre porteuse 25 x 0.4 x 0.25 x 2.2 = 5.5KN

- Poids de la poutre non porteuse 25 x 0.35 x 0.25 x 1.4 = 3.06KN

- Poids du poteau 25 x 0.3 x 0.3 x 3.68 = 8.28kN

$$\begin{aligned} \mathbf{G_{s.sol}} & = \mathbf{41.01KN} \\ \mathbf{G_{cum}} & = \mathbf{327.46 \text{ KN}} \end{aligned}$$

• Les résultats concernant le poteau d'angle sont donnés par le tableau suivant:

Niv	N_G (kN)	N_Q (Kn)	N_u (kN)	N_{ser} (kN)	Br (cm ²)	$a=b$ (cm)	Le choix	Kpot	Kpoutre	Choix finale	σ_{ser} (MPa)
N7	40.19	3.64	59.72	43.83	39.42	8.28	30x30	238.50	460	40x40	0.24
N6	75.1	9.1	115.03	84.2	75.92	10.71	30x30	238.50	460	40x40	0.46
N5	110	14.01	169.51	124.01	111.88	12.60	30x30	238.50	460	40x40	0.6
N4	144.9	18.38	223.19	163.28	147.30	14.14	30x30	238.50	460	40x40	0.89
N3	179.81	22.20	276.04	202.01	182.18	15.50	30x30	238.50	460	40x40	1.1
N2	214.72	25.48	328.09	240.2	216.54	16.71	30x30	238.50	460	40x40	1.3
N1	249.63	28.21	379.32	277.84	250.35	17.82	30x30	238.50	460	40x40	1.51
N0	286.45	30.94	433.12	317.39	285.86	18.90	30x30	183.42	460	40x40	1.72
Ns.sol	327.46	36.30	496.52	363.76	327.7	20.10	30x30	183.42	460	40x40	1.98

Tableau II-8: Choix Final des Poteaux d'angle.

Remarque :

D'après l'article 7.4.1 dans l'RPA99 version 2003 :

les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

8. Tableau récapitulatif des sections adoptées pour les poteaux :

Etage	Sections carrées <i>a x b (cm²)</i>	Sections circulaires D(cm)
<i>10^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>9^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>8^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>7^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>6^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>5^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>4^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>3^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>2^{ème}</i>	<i>40x40</i>	45
<i>1^{er}</i>	<i>40x40</i>	45
RDC	<i>45x45</i>	45
S.sol	<i>45x45</i>	45

Tableau. II.9 : Choix Final des Poteaux.

9. Pré dimensionnement des voiles:

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, qui auront pour rôle le contreventement du bâtiment ; pour leurs pré dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement RPA99 version 2003.

L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, de plus, cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

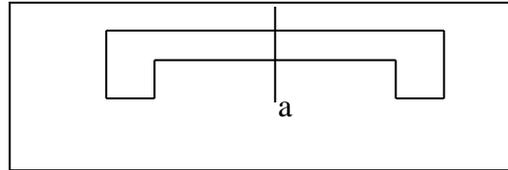


Figure II.10 Coupe en plan du voile.

Dans notre cas :

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 25 \right\}$$

et

$$a \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; h_e / 22 \right\}$$

On a $h_e = 3.68 \text{ m}$

$$a \geq \max \left\{ 15 ; 14.72 \right\} \Rightarrow \mathbf{a \geq 15 \text{ cm} .}$$

et

$$a \geq \max \left\{ 15 ; 16.73 \right\} \Rightarrow \mathbf{a \geq 15 \text{ cm} .}$$

Donc :

On opte finalement pour **$a = 20 \text{ cm}$** pour tous les niveaux

- **CONCLUSION :**

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui nous a permis d'attribuer aux éléments résistants de la construction (poteau ,poutre ,voile , plancher)des dimensions qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

I) ACROTÈRE

1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $H=60cm$
- Epaisseur $e=10cm$

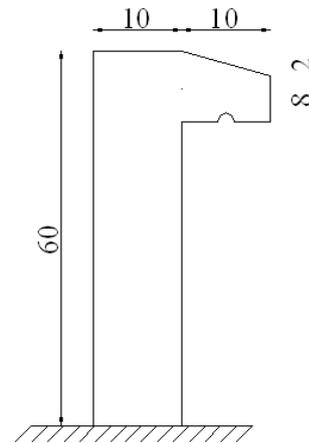


Figure .III.1: Acrotère

2. EVALUATION DES CHARGES :

a.Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2 .$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \cdot xS = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=18kN/m^3$) :

$$G = \rho_{ci} \cdot x e x P_{cne} = 18 \times 0,02 \times 0,6 \times 2 + 0,1 \times 0,02 \times 18 = 0,468 \text{ kN / ml}$$

$$G = 2,193 \text{ kN/ml}$$

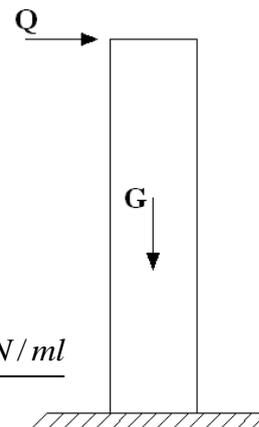


Figure .III.2: Sollicitations de l'acrotère

b.Charge d'exploitation :

- $Q=1,00kN/ml$

• L'action des forces horizontales Q_h : (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4AC_p W_p \quad [2]$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [$A=0,25$].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = $2,193kN$.

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,193 = 1,754kN.$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,754kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,754kN$$

Donc pour une bande de $1m$ de largeur :

$$G = 2,193kN/ml \text{ et } Q_h = 1,754kN/ml$$

3. CALCUL DES EFFORTS :

Pour une bande de $1m$ de largeur :

E.L.U : $N_u = 1,35G = 2,960kN$

$$M_u = 1,5Q_h h = 1,5 \times 1,754 \times 0,6 = 1,579 kNm$$

$$T_u = 1,5Q_h = 2,63kN$$

E.L.S : $N_{ser} = G = 2,193kN$

$$M_{ser} = Q_h h = 1,05kNm$$

$$T_{ser} = Q_h = 1,754kN$$

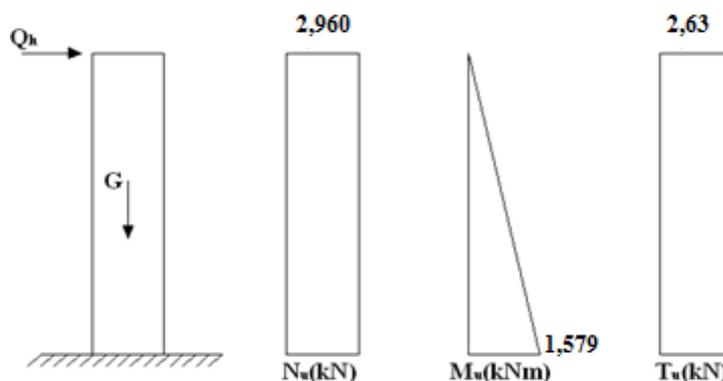


Figure .III.3: Diagrammes des efforts à l'ELU

4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2,5\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

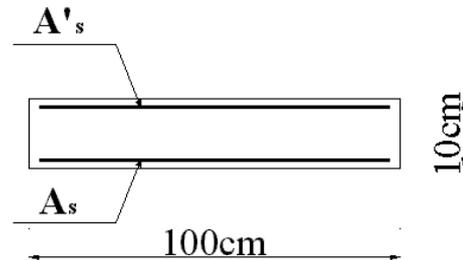


Figure III.4 : Section de ferrailage d'acrotère

✓ **Calcul de l'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,579}{2,960} = 53,34\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = 53,34\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' = 2,5\text{cm} \end{array} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple, en équilibrant le moment fictif M_f .

✓ **Calcul du moment fictif " M_f " :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1,653\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,937\text{cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 53,15\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 44,64\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,45\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification de la section d'armature : [4]**

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; b=100\text{cm} ; d=9\text{cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2; 1,087\text{cm}^2 \} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T6** = $1,70\text{cm}^2$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425\text{cm}^2$$

On choisi **4T6** = $1,13\text{cm}^2$ avec un espacement $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18\text{cm}$

✓ **Vérification à L'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48\text{cm}$$

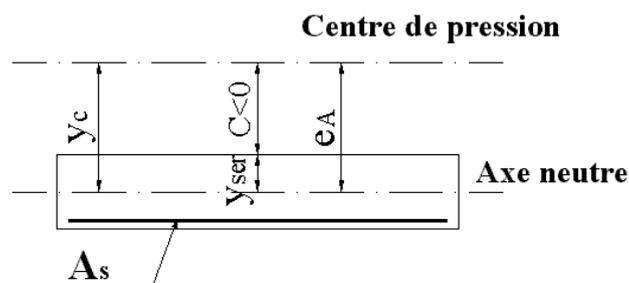


Figure III.5 : Schéma du centre de pression d'acrotère

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0).$$

D'après [4], on doit résoudre l'équation suivant :

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

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5537,06 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 151709,40 \end{cases}$$

Donc :

$$y_c^3 - 5537,06 \cdot y_c + 151709,40 = 0$$

D'après [4] la solution de cette équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = 151709,40^2 + \left(\frac{-4 \times 5537,06^3}{27} \right) = -2,13 \times 10^9 < 0$$

D'où :

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -\frac{3 \times 151709,40}{2 \times 5537,06} \sqrt{\frac{3}{5537,06}} = -0,96$$

$$\Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5537,06}{3}} = 85,92 \text{ cm}$$

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 85,92 \times \cos\left(\frac{163,74}{3} + 120\right) = -85,54 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 85,54 \times \cos\left(\frac{163,74}{3}\right) = 49,58 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 85,54 \times \cos\left(\frac{163,74}{3} + 240\right) = 35,58 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 49,58 \text{ cm}$

Car : $0 < y_{ser} = y_c + c < h$ avec $y_{ser} = 49.58 - 43 = 6.58 \text{ cm}$

Donc :
$$\begin{cases} y_{ser} = 6.58 \text{ cm} \\ y_c = 49.58 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

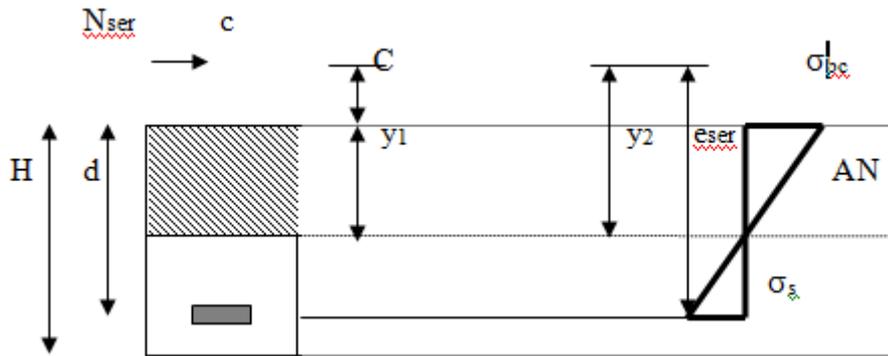


Figure III .6 : Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - c')^2] = \frac{100}{3} \times 6.58^3 + 15 \times [1.7 \times (9 - 6.58)^2] = 9645.68 \text{ cm}^4$$

✓ **Vérification des contraintes :**

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,193.10^3 \times 49,58.10}{9645,68.10^4} \right) \times 65,58 = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}(266.67; \text{Max}(200; 201.63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \left(\frac{2,193 \times 10^3}{9645.68 \times 10^4} \times 49.58 \times 10 \right) (9 - 6.58) \times 10 = 4.092 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma'_s = 15 \times \left(\frac{2.193}{9645.68} \times 49.58 \right) \times (6.58 - 2.5) \times 10 = 6.90 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2.63 \cdot 10^3}{90 \cdot 10^3} = 0,029\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

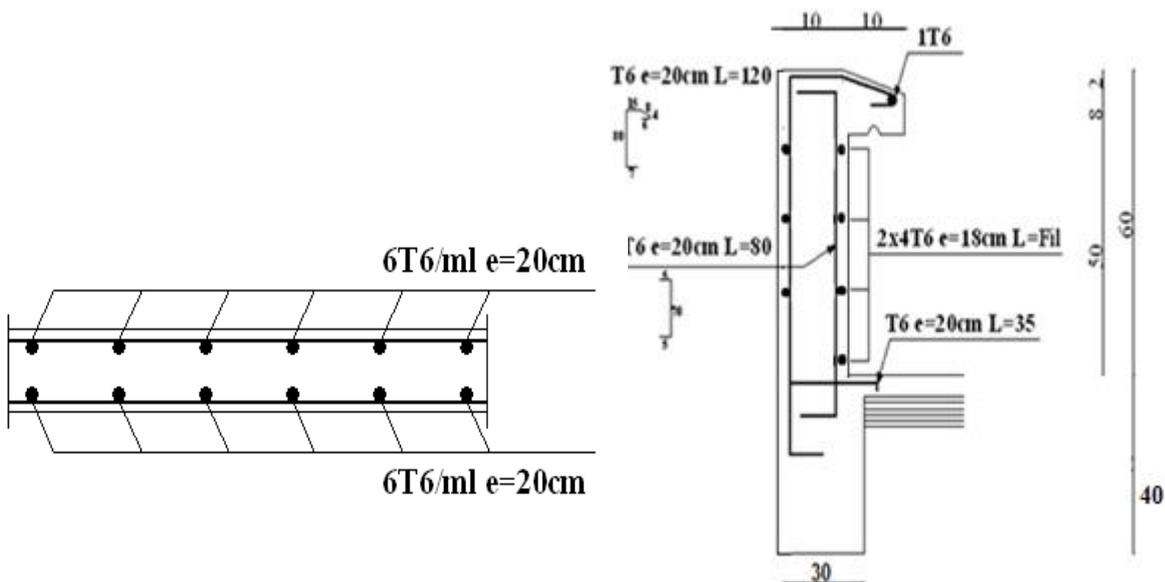


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

II) ETUDE DES PLANCHERS A CORPS CREUX :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers en corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(20 \times 16 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur.

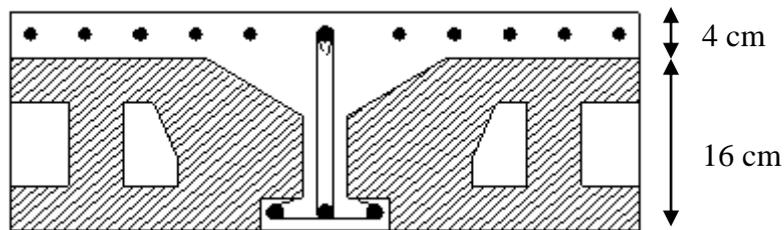
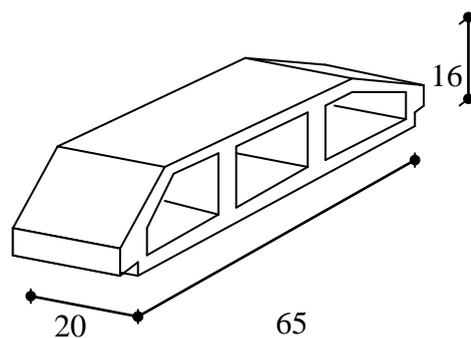


Figure III.8 : Coupe du plancher en corps creux



Corps Creux

1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, Leurs calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

1.1. Dimensions de la poutrelle :

Dans notre cas : $l = 380 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21 \text{ cm} & ; & h_0 = 5 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

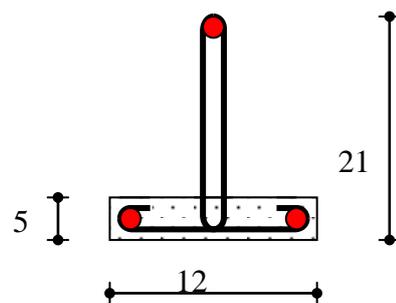


Figure III.9 : Poutrelle préfabriquée

1.2. Calcul Des Poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression.

1.3. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :**a.1. Domaine d'application :**

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$.

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2. Exposé de la méthode :**Moment en travées :**

- $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots\text{Travéeint ermédiaire} \\ (1,2+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots\text{Travéede rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- $M=0,2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive.

- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées.
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travée.
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

✓ **Effort tranchant :**

$$T_w = 2 \frac{(M_w + M_t)}{a}$$

$$T_e = 2 \frac{(M_e + M_t)}{b}$$

Avec :

- $a = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_e + M_t)/(M_w + M_t)}}$
- $b = L \frac{1}{1 + \sqrt{(M_w + M_t)/(M_e + M_t)}}$

b. Méthode de CAQUOT :

b.1. Domaine d'application :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2. Exposé de la méthode :

Moment sur appuis :

$M_a = 0.15M_0$ Appuis de rive.

$M_a = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8.5(l_w + l_e)}$ Appuis intermédiaire.

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Moment en travées :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

- $(M_w; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives " l'_w " à gauche et " l'_e " à droite, avec :

- $l'=l$pour une travée de rive.
- $l'=0,8l$pour une travée intermédiaire.

Où " l " représente la portée de la travée libre.

✓ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

I. Phase avant coulage de la table de compression :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

- **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25=0,15 \text{ kN/ml}$.

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,20 \times 14=1,82 \text{ kN/ml}$.

$$G=1,97 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation :

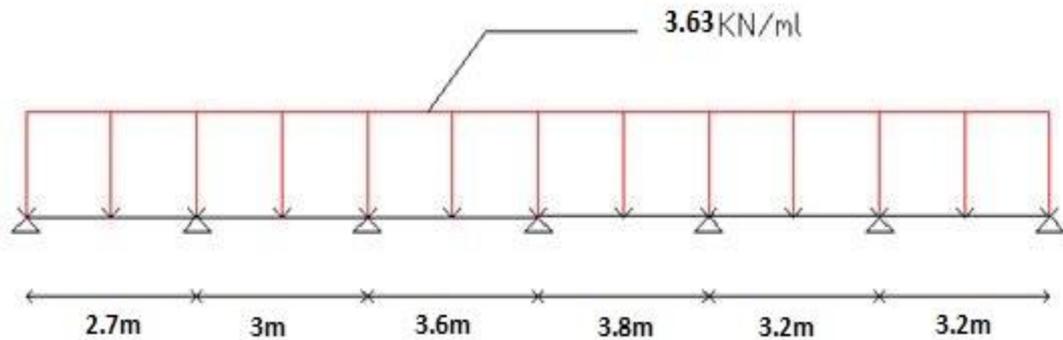
$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml.}$$

- ❖ Combinaison des charges :

$$\underline{\text{E.L.U.}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.63 \text{ kN/ml.}$$

$$\underline{\text{E.L.S.}} : q_{ser} = G + Q = 2.62 \text{ kN/ml.}$$

E.L.U. :



E.L.S. :

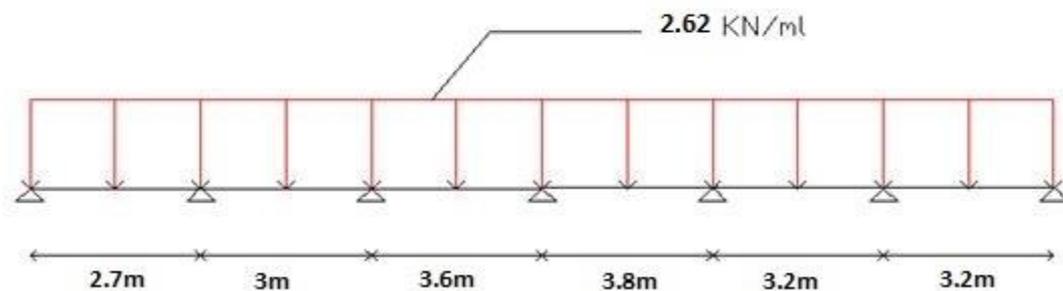


Figure III.10 : Schéma statique des poutrelles à l'ELU et à l'ELS

- ❖ Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3.63 \times (3.80)^2}{8} = 6.55 \text{ kNm}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2.62 \times (3.80)^2}{8} = 4.73 \text{ kNm}$$

- ❖ Calcul de l'effort tranchant max :

L'effort tranchant maximum est donné par l'expression suivante:

$$T_{\max} = \frac{q l_{\max}}{2} ; \text{ Dans notre cas } L_{\max} = L = 3.80 \text{ m}$$

$$\rightarrow T_u = \frac{3.63 \times 3.80}{2} = 6.90 \text{ kN/m.}$$

$$\rightarrow T_{ser} = \frac{2.62 \times 3.80}{2} = 4.98 \text{ kN/m.}$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries. Le calcul se fera à l'ELU car la fissuration est jugée peu nuisible et les vérifications seront faites selon l'ELS.

❖ Ferrailage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U tel que : $M_u = 6.55 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 4.5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$.

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.55 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 1.90 > \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.



Figure III.11 : Les étaielements

$$\Rightarrow L_{max} = 1,00 \text{ m}$$

$$M_U = \frac{(3.63) \times 1,00^2}{8} = 0.45 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{0.45 \times 10^6}{120 \cdot 45^2 \cdot 14,17} = 0.13 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = 0.17$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) = 4.19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.45 \cdot 10^6}{41.90 \cdot 348} = 30.86 \text{ mm}^2 = 0.31 \text{ cm}^2$$

On prend : 1T8 ($A_s = 0,5 \text{ cm}^2$).

II. Phase avant coulage de la table de compression :

Après durcissement du béton, la poutrelle supporte le plancher (G, Q) à charge d'exploitation modérée. Elle sera sur des appuis continus et elle formera un système hyperstatique.

❖ Evaluation des charges et surcharges :

• Plancher terrasse :

* Charges permanentes :

$$G = 6.38 \times 0,65 = \mathbf{4.15 \text{ KN/ml.}}$$

* Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1,00 \times 0,65 = \mathbf{0,65 \text{ KN/ml.}}$$

• Planchers courants :

* Charges permanente :

$$G = 5,49 \times 0,65 = \mathbf{3.57 \text{ KN/ml.}}$$

* Surcharges d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = \mathbf{0,975 \text{ KN/ml.}}$$

❖ Combinaison des charges :

• Plancher terrasse :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{6.58 \text{ KN/ml.}}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_{ser} = G + Q = \mathbf{4.80 \text{ KN/ml.}}$$

• Planchers courants :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1,35G + 1,5Q = \mathbf{6.28 \text{ KN/ml.}}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_{ser} = G + Q = \mathbf{4.55 \text{ KN/ml.}}$$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	q_u (kN/m)	q_{ser} (kN/m)
Plancher terrasse inaccessible	4,21	0,65	6.58	4.80
Plancher étage courant	3,21	0,975	6.28	4.55

Tableau III.1 : Charges supportés par les poutrelles

✓ La combinaison la plus défavorable est celle du Plancher terrasse inaccessible, la poutrelle sera calculée sous une charge uniformément répartie de **6,58 kN**.

❖ **Calcul des efforts internes :**

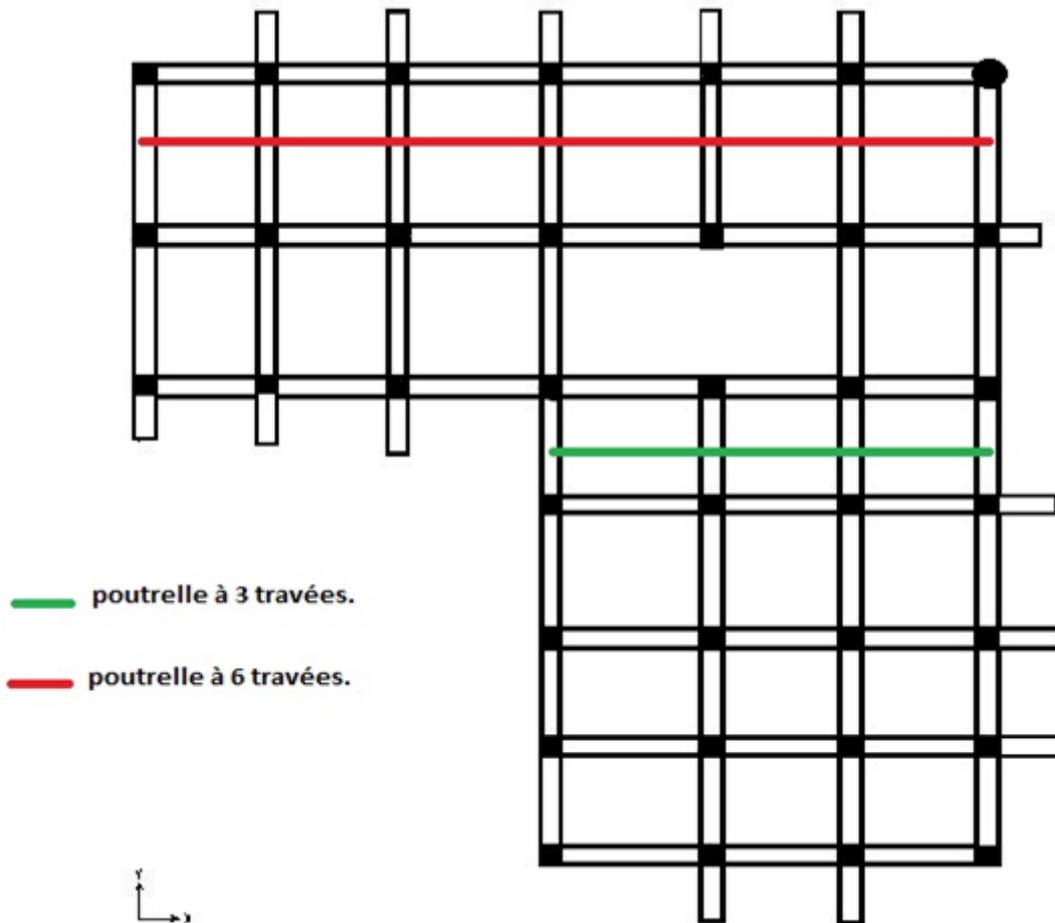


Figure III.12 : Les types des poutrelles .

1- Poutrelle à six travées :

$$\begin{cases} q_u = 6.58 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 6.28 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.80}{3.20} = 1.19 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode *forfaitaire*.

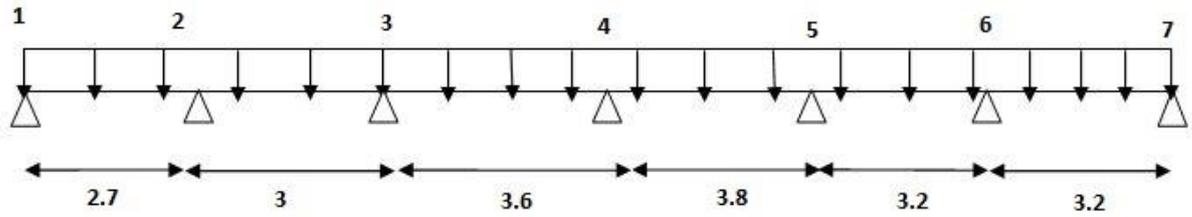


Figure III.13 : schéma statique pour les poutrelles à 6 travées.

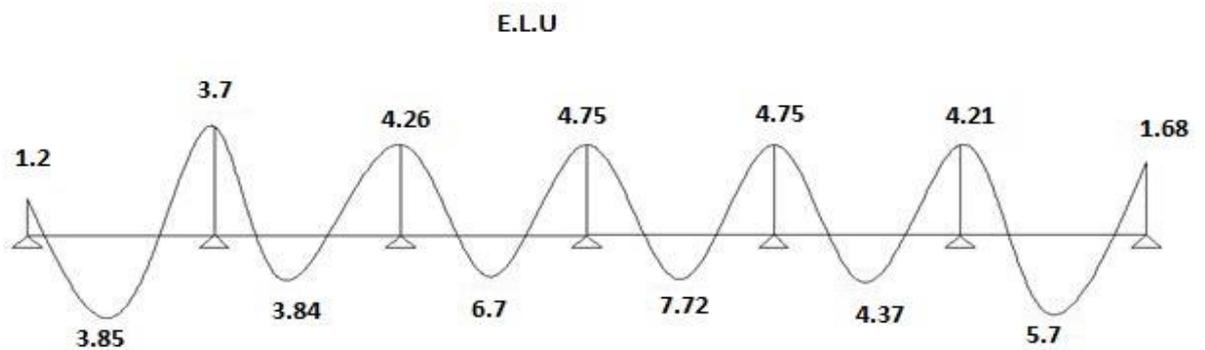
Les résultats des moments en travées et sur appuis ainsi que les efforts tranchant obtenus par la méthode forfaitaire à L'E.L.U et à L'E.L.S sont regroupés dans le tableau suivant :

Appuis	Moments D'appuis		Travée	Portée Réelle (m)	Moment en Travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Tw	Te	Tw	Te
1	-1.20	-1.14	1-2	2.70	3.85	3.67	8.35	-10.13	7.95	-9.68
2	-3.70	-3.54	2-3	3.00	3.84	3.67	10.26	-10.59	9.81	-10.16
3	-4.26	-4.05	3-4	3.60	6.70	6.35	12.31	-12.58	11.69	-11.97
4	-4.75	-4.54	4-5	3.80	7.72	7.37	13.13	-11.13	12.54	-12.54
5	-4.75	-4.54	5-6	3.20	4.37	4.18	11.26	-10.86	10.77	-10.38
6	-4.21	-4.02	6-7	3.20	5.70	5.63	11.52	-9.96	11.29	-9.72
7	-1.68	-1.61								

Tableau III.2 : Valeurs des efforts internes des poutrelles.

❖ diagrammes des efforts internes :

- Moments fléchissant:



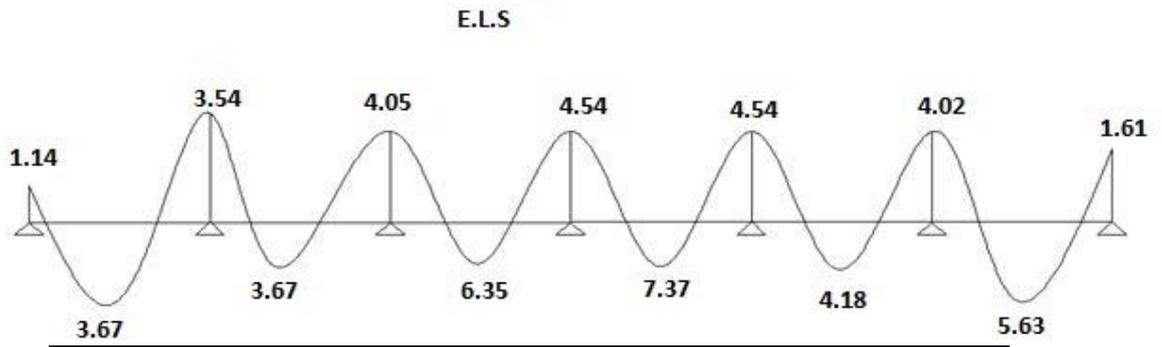


Figure III.14 : Diagrammes des moments (kN.m) à L'ELU/ELS

- Efforts tranchants :

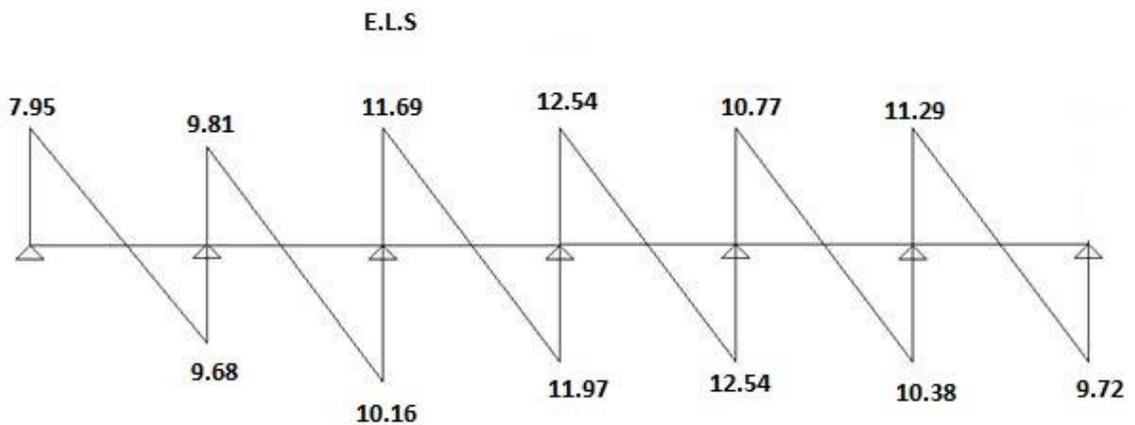
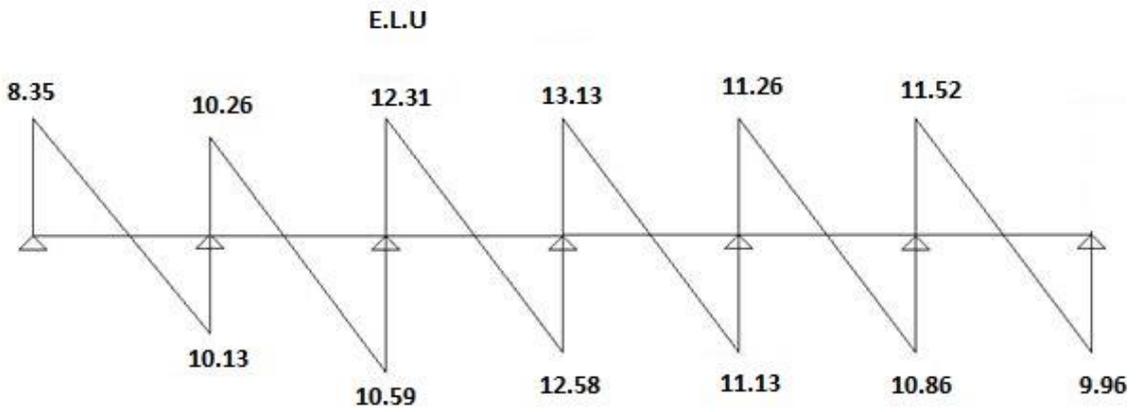


Figure III.15 : Diagrammes des efforts tranchants (kN) à L'ELU/ELS

2- Poutrelle à trois travées :

$$\begin{cases} q_u = 6.58 \text{ kN/ml} \\ q_{ser} = 6.28 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.80}{3.20} = 1.19 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Alors, on utilise la méthode *forfaitaire*.

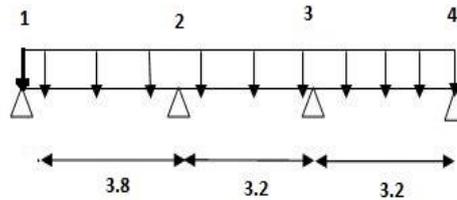


Figure III.16 : schéma statique pour les poutrelles à 3 travées.

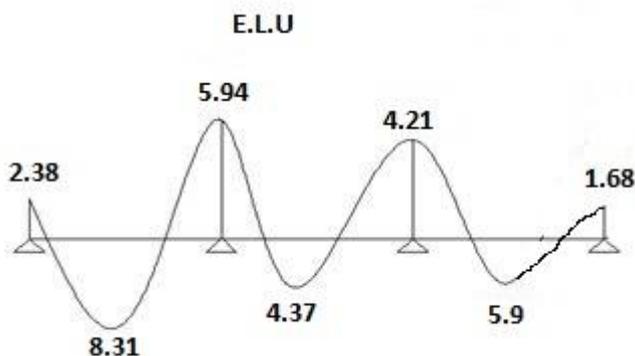
Les résultats des moments en travées et sur appuis ainsi que les efforts tranchant obtenus par la méthode forfaitaire à L'E.L.U et à L'E.L.S sont regroupés dans le tableau suivant :

Appuis	Moments D'appuis		Travée	Portée Réelle (m)	Moment en Travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Tw	Te	Tw	Te
1	-2.38	-2.27	1-2	3.80	8.31	7.94	12.15	-13.97	11.60	-13.34
2	-5.94	-5.67	2-3	3.20	4.37	4.18	12.65	-11.22	11.80	-10.72
3	-4.21	-4.02	3-4	3.20	5.90	5.63	11.76	-10.24	11.29	-9.72
4	-1.68	-1.61								

Tableau III.3 : Valeurs des efforts internes des poutrelles.

❖ diagrammes des efforts internes :

- Moments fléchissant:



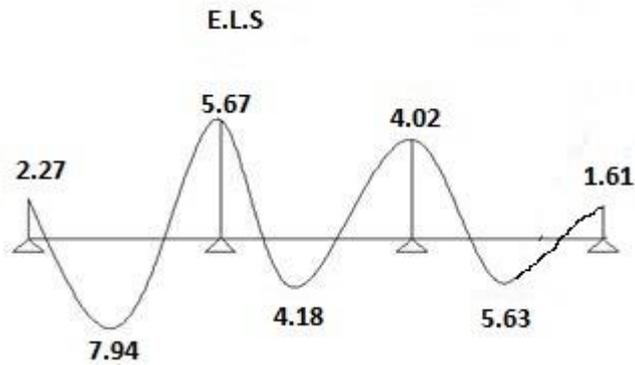


Figure III.17 : Diagrammes des moments (kN.m) à L'ELU/ELS

- Efforts tranchants :

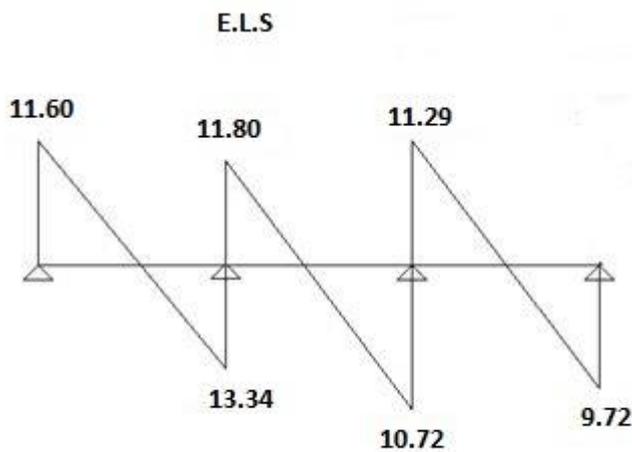
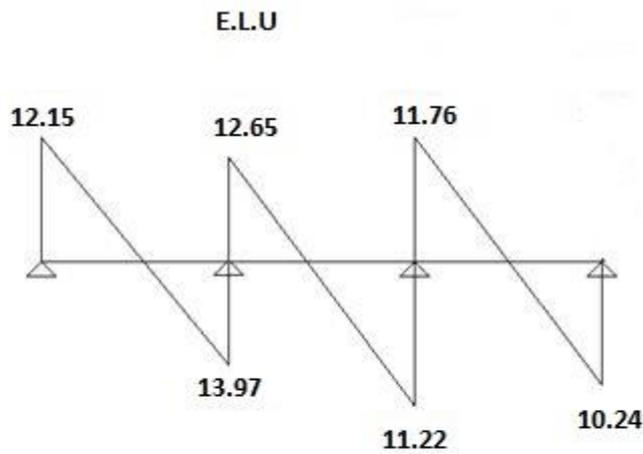


Figure III.18 : Diagrammes des moments (kN.m) à L'ELU/ELS

❖ **Calcul du ferrailage :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\underline{\text{E.L.U}} : M_{tu}^{\max} = 8.31 \text{ kNm.}$$

$$M_{au}^{\max} = -5.94 \text{ kNm.}$$

$$T_u^{\max} = 13.97 \text{ kN.}$$

$$\underline{\text{E.L.S}} : M_{tser}^{\max} = 7.94 \text{ kNm.}$$

$$M_{aser}^{\max} = -5.67 \text{ kNm.}$$

a. Ferrailage en travée :

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 18.9 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Le calcul des sections en forme "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure :

- Si : $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si : $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 75.53 \dots \text{kN.m}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$.

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple sous M_{tu} .

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on

Aura :

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
8.31	0.025	Oui	0	0.0317	18.66	Oui	10‰	348	1.28

Tableau III.4 : Efforts maximaux en appuis et en travée

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 1,48 \text{ cm}^2 ; 1,28 \text{ cm}^2 \} = 1,48 \text{ cm}^2.$$

Choix : 3T10 ($A_s=2,36 \text{ cm}^2$).

b. Ferrailage sur appuis :

On a: $M_{au}^{\max} = 5.94 \text{ kNm} < M_{tab} = 75.53 \text{ kNm}$.

\Rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

M_{Ua} (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
5.94	0.098	Oui	0	0.129	17.92	oui	10‰	348	0.95

Tableau.III.5: Récapitulation du calcul des sections d'armatures sur appuis.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ 0,27 \text{ cm}^2 ; 0,95 \text{ cm}^2 \} = 0,95 \text{ cm}^2.$$

Choix : 1T12 ($A_s=1.13 \text{ cm}^2$).

❖ **vérifications :**

1) **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 13.97 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \min \left(\frac{0,20 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ Mpa} \right).$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{13,97 \cdot 10^3}{120 \cdot 189} = 0.616 \text{ Mpa} \leq \min (3.33 \text{ et } 5 \text{ Mpa}).$$

La justification de la contrainte tangentielle du béton vis-à-vis l'état limite ultime est vérifié.

➤ **Au voisinage des appuis :**

• **Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 13.97$ kN (appuis de rive).

$$\sigma_b = \frac{13.97 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0.68 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{13.13 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0.64 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0.62 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

2) **Vérification à L'E.L.S :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

➤ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit "y" la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance "y" de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

I: moment d'inertie de la section.

Y: position de l'axe neutre.

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale : } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est donnée par les expressions qui suivent :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : la portée } L \text{ est au plus égale à } 5\text{m.}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \quad \text{si : la portée } L \text{ est supérieure à } 5\text{m.}$$

$$\text{Tel que : } \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,76\text{cm} \quad (L < 5\text{m})$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
7.94	2.36	7.32	0.0104	178.01	3.95	1.58	0.61	53857.57	17301.46	27343.41

Tableau.III. 7: calcul de la flèche.

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0.206.cm \quad (L = 3.80.m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0.391.cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.185.cm < \bar{f} = 0.76.cm.....v\u00e9rifi\u00e9e$$

❖ Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

▪ **Selon le B.A.E.L. 91 modifie 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de b\u00e9tonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

▪ **Selon le R.P.A. 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right)$$

ϕ_t : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min} (0,6\text{cm} ; 1,2\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,6\text{cm}.$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$.

Donc :

- **Selon [4] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 8,94 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 17,07 \text{ cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 2,04 \cdot 10^{-2} \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Selon [2] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

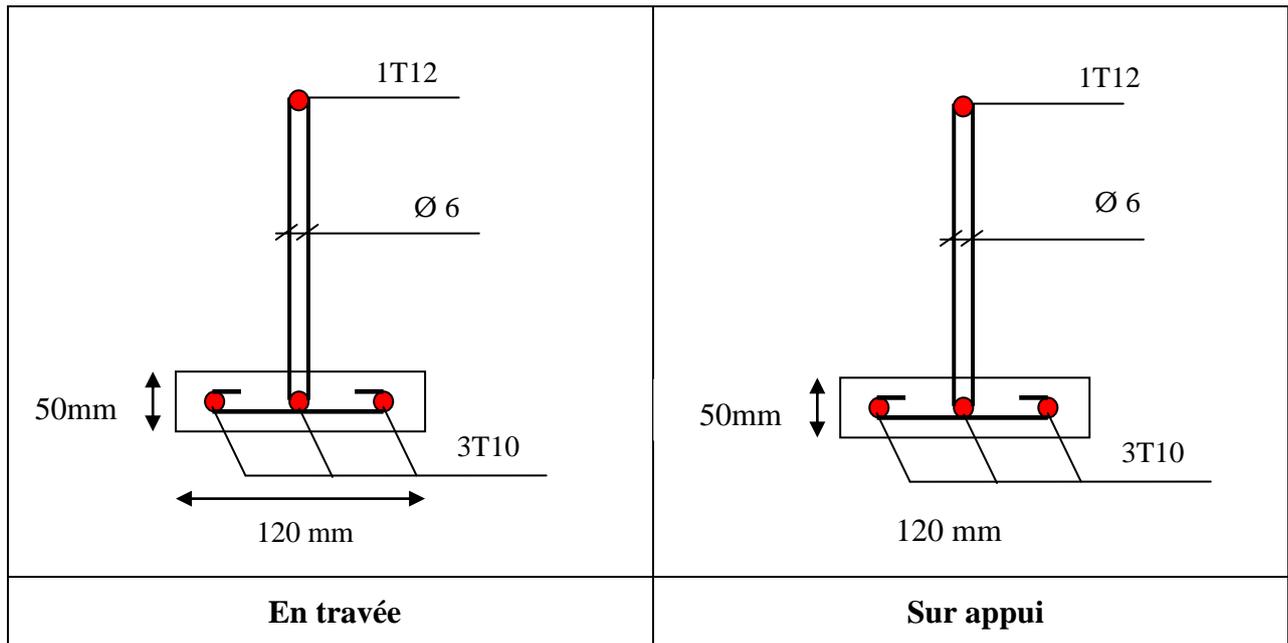


Figure III.19 : Détails ferrailage des poutrelles à 6 travers.

2. Etude de la table de compression :

La table de compression représente la partie supérieure comprimée d'un plancher en béton armé constituant une dalle de compression à laquelle les poutrelles sont associées. Ces dimensions sont faibles par rapport aux autres éléments ($e = 4$ cm).

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot L_1 / f_e \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = 200 / f_e \end{cases}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles (L_1 en cm)

A_1 : Armatures perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : Armatures parallèle aux poutrelles.

Nous avons :

$$L_1 = 65 \text{ cm.}$$

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

Ce qui nous donne :

$$A_1 = 4 \times 65 / 400 \Rightarrow A_1 = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous choisissons $A_1 = \mathbf{6T5} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

$$A_2 = A_1 / 2 \Rightarrow A_2 = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Nous choisissons $A_1 = \mathbf{6T5} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

Donc pour le ferrailage de la dalle de compression nous adoptons un treillis soudés dont les dimensions des mailles sont de 20 cm dans les deux directions.

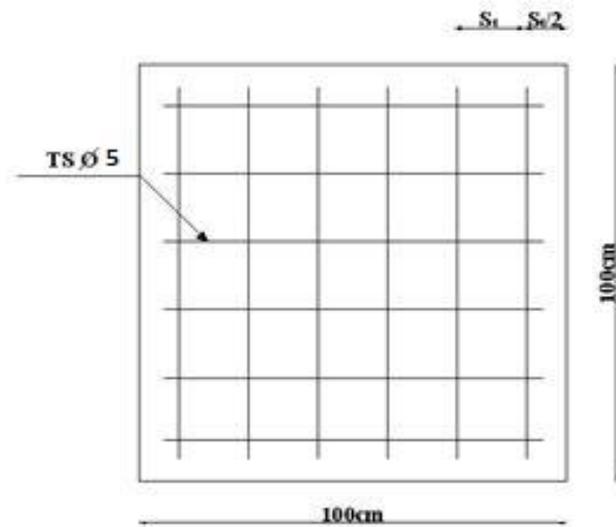


Figure III.20 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III)PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, supposés infiniment rigides dans leur reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

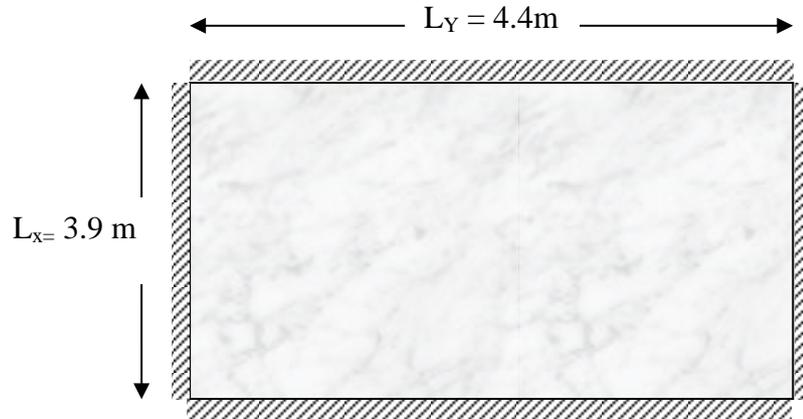


Figure III.21 : Dimensions de la dalle pleine.

1. Evaluation des charges :

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)
S.SOL	6.64	2,5	12.71	9.14

Tableau .III.8 : Evaluation des charges .

2. Calcul des efforts :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.9}{4.4} = 0,89 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions, dans ce cas}$$

le calcul des armatures se fait dans les deux sens.

D'où : les moments fléchissants développés au centre de la dalle ont pour valeur :

$$\text{Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \cdot P \cdot L_x^2 .$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \cdot M_x .$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\alpha = L_x/L_y$, ils sont donnés par le tableau suivant :

$\alpha = L_x/L_y$	ELU		ELS	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358

Tableau III.9.Calcul des efforts.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9.00 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.87 \text{ kNm}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 7.65 \text{ KN.m}$$

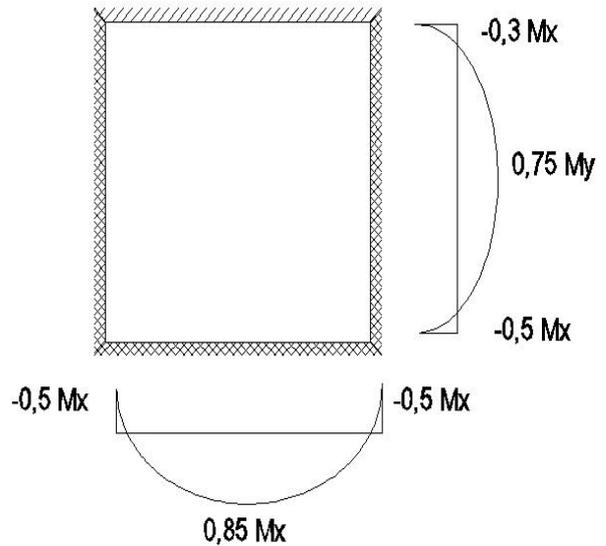
$$M_{ty} = 0,75M_y = 5.15 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis :

Intérieur : $M_{ax} = -0,3M_x = -2.7 \text{ KN.m}$

Extérieur : $M_{ax} = -0,5M_x = -4.5 \text{ KN.m}$

$$M_{ay} = -0,5M_x = -4.5 \text{ KN.m}$$



3. Ferrailage de la dalle

$b=100\text{cm}$; $h=16\text{cm}$; $d=0,9h=14,4\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
 $\sigma_s=348 \text{ MPa}$. ; $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x		7.65	0.026	0	1.55	4T8	2.01	25
	y-y		5.15	0.017	0	1.03	4T8	2,01	25
Appuis	x-x	int	2.7	0.009	0	0.54	4T8	2,01	25
		ext	4.5	0.015	0	0.90	4T8	2,01	25
	y-y		4.5	0.018	0	0.90	4T8	2,01	25

Tableau .III.10 : Ferrailage de la dalle pleine

Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h;33\text{cm}) = 33\text{cm}.....\text{Vérifier}$.

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h;45\text{cm}) = 45\text{cm}.....\text{Vérifier}$.

Appuis :

$$\underline{\text{Sens } x-x} : esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifier} .$$

4. Vérifications :**a. Condition de non fragilité**

$$h=e=16\text{cm}; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,01\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 0,96\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,6\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 \end{cases}$$

Travée

$$\underline{\text{Sens } x-x} : A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Appuis**Sens x-x :**

$$\text{Intérieur : } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\text{Extérieur : } A_x = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\underline{\text{Sens } y-y} : A_y = 2,01\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\text{Il faut que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25\text{Mpa}$$

$$T_x = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = \frac{12,71 \times 3,9 \times 4,4}{2 \times 3,9 + 4,4} = 17,88 \text{ kN}.$$

$$T_y = \frac{P_u \cdot L_x}{3} = \frac{12,71 \times 3,9}{3} = 16,52 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max \{T_x; T_y\} = 17,88 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{17,88 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c. Vérification à l'ELS :

c.1. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 9,47 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 7,92 \text{ kNm} \end{cases}$$

✚ Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 8,05 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 5,94 \text{ kNm}$$

✚ Moments sur appuis

$$\text{Intérieur : } M_{ax} = -0,3 M_x = -2,84 \text{ kNm.}$$

$$\text{Extérieur : } M_{ax} = -0,5 M_x = -4,74 \text{ kNm.}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_x = -4,74 \text{ kNm.}$$

c.2. Vérification des contraintes :

c.2.1. Béton : nous devons vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- y : position de l'axe neutre, déterminée par l'équation suivante :

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A_s \cdot (d - y) + 15 \cdot A'_s \cdot (y - d') = 0$$

- I : moment d'inertie, donné par :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

c.2.2. Acier : nous devons vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y).$$

Les résultats trouvés sont regroupés dans le tableau suivant :

		Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	σ_s MPa	Vér
Travée	x-x		8.05	2.01	2.66	4782.87	4.48	15	296.39	201.6	Non
	y-y		5.94	2,01	2,66	4782.87	3.30	15	218.7	201.6	Non
Appuis	x	i	2.84	2,01	2,66	4782.87	1.58	15	104.57	201.6	OUI
		n									
	x	e	4.74	2,01	2,66	4782.87	2.64	15	174.52	201.6	OUI
	y-y		4.74	2,01	2,66	4782.87	2.64	15	174.52	201.6	OUI

Tableau .III.11 : Vérification des contraintes.

Correction de la contrainte d'acier :

		Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	σ_s MPa	Vér
Travée	x-x		8.05	3.14	3.24	6999.84	3.73	15	192.5	201.6	Oui
	y-y		5.94	3.14	3.24	6999.84	2.75	15	142.05	201.6	Oui

Tableau .III.12 : Correction de la contrainte d'acier

c.3Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément : [1]

$$\left. \begin{array}{l}
 1. \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\
 2. \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\
 3. \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e}
 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases}
 0,041 \geq 0,042 \dots \dots \dots \text{Non; } \dots \text{vérifier} \\
 0,041 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots \dots \dots \text{vérifier} \\
 2,18 \cdot 10^{-3} \leq 5 \cdot 10^{-3} \dots \dots \dots \text{vérifier}
 \end{cases}$$

Une condition n'est pas vérifiée , donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✚ **Calcul de la flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_i I_{f_i}}; \quad f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10E_v I_{f_v}}$$

- Calcul des modules de déformation :

$$\text{Avec : } \begin{cases} E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPA} \\ E_v = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721,4 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$b=100\text{cm} ; h=16\text{cm} ; d=0,9h=14,4\text{cm} ; A_s= 3,14 \text{ cm}^2 ; y=3,24\text{cm}.$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2]$$

$$\longrightarrow 6999,84\text{cm}^4$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} ; \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases} \quad \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3,14}{100 \times 14,4} = 0,00218. \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 178,03 \text{ MPa}. \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00218 \times 178,03 + 2,1} = 0,7914 \\ \mu = 0,7914 \geq 0. \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = 9,63 \\ \lambda_v = 3,852 \end{cases}$$

- Calcul des moments d’inerties fictifs : **selon [1]**

$$\left\{ \begin{aligned} I_{fi} &= \frac{1,1 * I}{1 + \lambda_i * \mu} = 893.21 \text{ cm}^4 \\ I_{fv} &= \frac{1,1 * I}{1 + \lambda_v * \mu} = 1902.08 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right.$$

Fi : La flèche due aux charges instantanées $Fi = \frac{M_{Ser} \cdot L^2}{10 \cdot Ei \cdot I_{fi}}$

Fv : La flèche due aux charges différées $Fv = \frac{M_{Ser} \cdot L^2}{10 \cdot Ev \cdot I_{fv}}$

$$\left\{ \begin{aligned} fi &= \frac{8.05 \times 10^6 \times 3900^2}{10 \times 32164.2 \times 893.21 \times 10^4} = 42.62 \\ fv &= \frac{8.05 \times 10^6 \times 3900^2}{10 \times 10721.4 \times 1902.08 \times 10^4} = 60.04 \end{aligned} \right.$$

$$\left. \begin{aligned} f_i &= 4.26 \text{ cm} \\ f_v &= 6.0 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1,74 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$\Rightarrow \Delta f_T = 1,74 \text{ cm} > \bar{f} = 0.78 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

Constatation

La flèche qu’on a trouvé dépasse la valeur admissible, il faut donc augmenter la rigidité de la dalle pour cela on adopte une épaisseur de 20 cm.

-Vérification de la flèche avec : h=20 cm

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y_I(cm)$	$I_0(cm^4)$	$\sigma_s(MPa)$	δ	μ	λ_i	λ_v	$I_{fi}(cm^4)$	$I_{fv}(cm^4)$
8.05	3.14	3.67	10495.78	164.98	0.0017	0	12.07	4.8	11545.36	11545.36

$f_i(cm)$	$f_v(cm)$
0.33	0,99

Tableau .III.13 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

- Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,66.cm \leq f' = 0.78.....v\u00e9rifi\u00e9e.$$

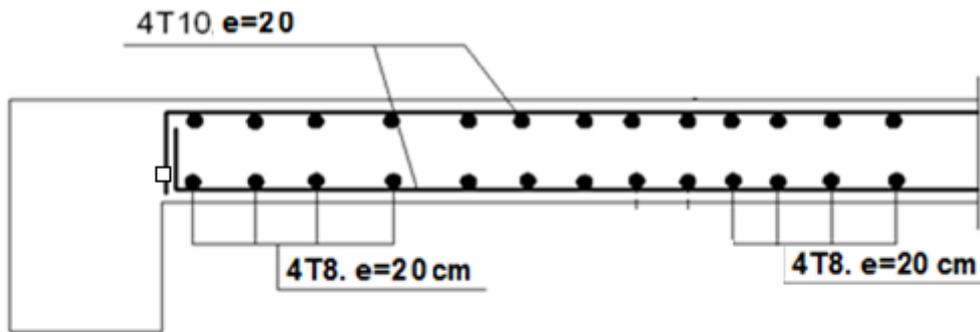


Figure III. 22 : Ferrailage de la dalle pleine

IV) BALCONS :**1. INTRODUCTION :**

Les balcons de notre construction sont réalisés en dalles pleine d'épaisseur 16 cm (pré dimensionné dans le chapitre précédent), selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont partiellement encastrés , et se reposent sur trois appuis.

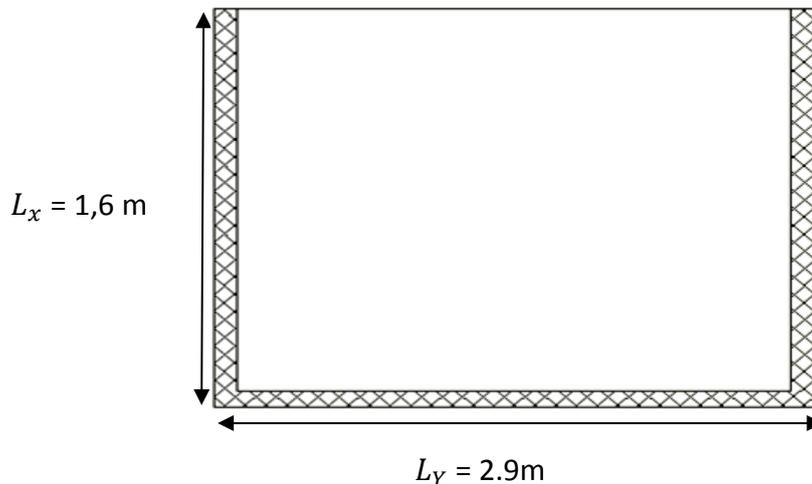


Figure III.23: condition d'appui de la dalle du balcon

Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$.

2. EVALUATION DES CHARGES :

- Charge permanente: $G=5,8 \text{ kN/m}^2$
- Charge d'exploitation: $Q=3,50 \text{ kN/m}^2$
- Charge concentrée "F": (Poids du mur)
 - Mur: $G=2.76 \text{ kN/m}^2$
 - Hauteur du mur: $h=2.83 \text{ m}$

$$F=2.76 \times 2.83 \times 1 = 7.8 \text{ Kn.}$$

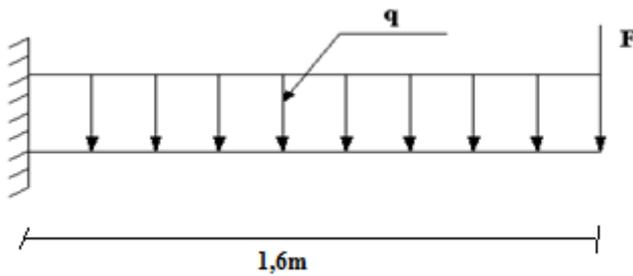
3. SCHÉMA STATIQUE :

Figure III.24 : schéma statique des balcons.

4. COMBINAISON DES CHARGES :

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$q(kN/ml)$	13.08	9.3
$F(kN)$	10.53	7.8

Tableau.III.14 : Combinaison des charges.

5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- **Moment fléchissant:** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx\right)$
- **Effort tranchant:** $T(x) = (qx + F)$.

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$M(kNm)$	-33.59	-24.38
$T(kN)$	31.46	22.68

Tableau.III.15 : Calcul des efforts internes

6. CALCUL DE FERRAILLAGE :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de $1m$.

$f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $b=100cm$; $h=16cm$; $d=14,4cm$; $f_e=400MPa$

$M_u(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	Esp(cm)
33.59	0,114	Oui	0	0,152	13,52	7.14	8T12	9.05	14.28

Tableau.III.16: Ferrailage du balcon

*** Espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} (3h; 33\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge répartie} \\ (2h; 22\text{cm}) \dots\dots\dots \text{pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$S_t \leq \text{Min} \begin{cases} 33\text{cm} \\ 22\text{cm} \end{cases} \Rightarrow S_t = 14,28\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

*** Armatures de répartitions:**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2,26\text{cm}^2 \leq A_r \leq 4,52\text{cm}^2$$

Le choix est de: $5T10/ml = 3,93\text{cm}^2$ avec: $S_r = 25\text{cm}$

7. VÉRIFICATIONS :**a : Condition de non fragilité:**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 9,05\text{cm}^2 > A_s^{\min} = 1,74\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b : Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{31,46 \cdot 10^3}{1000 \times 144} = 0,22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c : Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

- **Position de l'axe neutre "y" :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- **Moment d'inertie "I" :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=2,5\text{cm}$; $d=14,4\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} = \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right) \end{array} \right.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
24.38	9.05	10.76	43334.09	7.23	vérifiée	36.68	vérifiée

Tableau.III.17: Vérification des contraintes du balcon

c.2. Vérification de la flèche [1]:

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{16}{160} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{9.05}{100 \times 14.4} = 0,00628 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,1 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

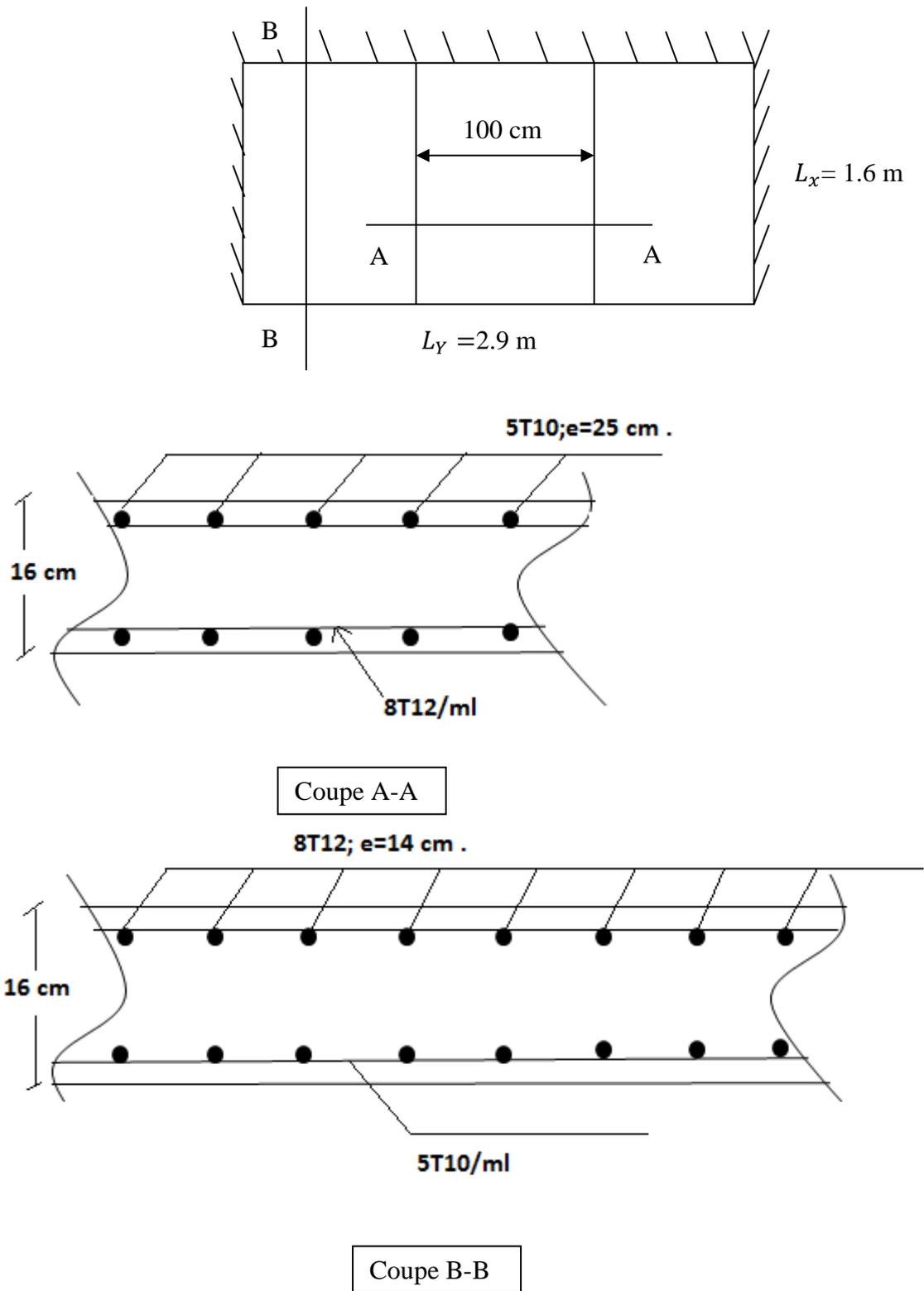


Figure III.25 : Plan de ferrailage des balcons

V) ETUDE DES ESCALIERS :**1. Introduction :**

La réalisation d'un escalier qu'il soit en bois, en fer ou en béton armé nécessite quelques calculs précis avant de se lancer dans sa construction. Afin de faciliter le dimensionnement de ce dernier nous considérons l'escalier une poutre isostatique doublement appuyés à ces extrémités.

L'escalier est caractérisé par:

- La montée ou la hauteur de l'escalier (H).
- La volée: ensemble des marches d'un escalier compris entre deux palier consécutifs.
- Palier: plate-forme en béton situé à l'extrémité d'une volée.
- La paillasse: plafond qui monte sous marches.
- La marche: surface plane de l'escalier sur laquelle on pose nos pieds pour monter ou descendre.
- La contre marche (h): désigne la face verticale entre deux marches consécutives.
- Le giron(g): largeur de la marche.
- L'embranchement(b): largeur utile de l'escalier.

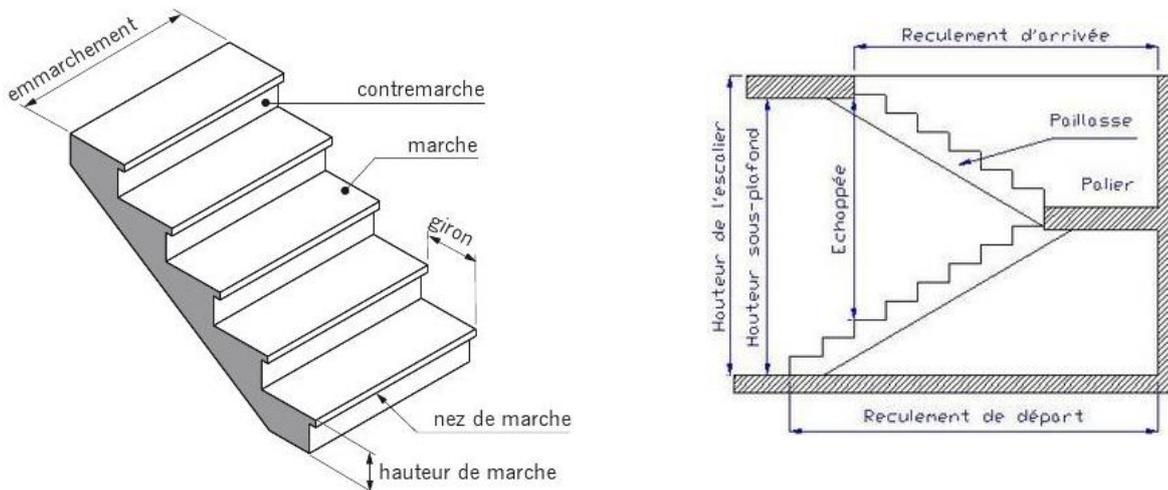


Figure III.26 : Les différents composants d'un escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir $2h+g=64$.

On obtient le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes:

$$- 2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$- n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$- (n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

- n : Le nombre de contre marche

- $(n-1)$: Le nombre de marche

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n=10$.

- le nombre de marche $n-1=9$.

- Le giron(g)..... $g=30$.

2.Détermination de l'épaisseur de la pailasse :

a.2 : Etage courant :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,4 + 1,4 = \sqrt{3,4^2 + 1,615^2} + 1,4 + 1,4 = 6,56m.$$

$$\text{Donc : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 21,87 \leq e \leq 32,8cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=25 cm$.

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la pailasse.

➤ Angle d'inclinaison de la pailasse

$$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{161,5}{340} = 0,475 \Rightarrow \alpha = 25,41^\circ.$$

b.2:RDC+Ssol :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,4 + 1,4 = \sqrt{2.04^2 + 3.4^2} + 1,4 + 1,4 = 6,77m .$$

$$\text{Donc : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 22.57 \leq e \leq 33.85cm$$

On prend donc l'épaisseur $e=25 \text{ cm}$.

➤ **Angle d'inclinaison de la pailasse .**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{340} = 0,475 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ .$$

Remarque :

L'épaisseur de la volée et du palier de repos de tous les étages de la structure est de 25 cm.

3. Evaluation des charges :

3.1 :palier :

✓ **Charge permanente :**

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Poids propre du palier	25	25	6.25
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Carrelage	2	20	0.40
4	Enduit de ciment	2	18	0.36
5	Lit de sable	3	18	0.54
			Σ	7.95 kN/m ²

✓ **Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN / m}^2$.**

3.2 :Paillasse :**a :1^{er} j'usqua 10^{eme} etage :**✓ **Charge permanente :**

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	25/cos(25,41)	25	6.92
2	Poids propre de la marche	17/2	25	2.13
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Carrelage	2	20	0.40
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
6	Lit de sable	3	18	0.54
	Garde corps	2		1
			Σ	11.75kN/m ²

✓ **Charge d'exploitation : Q = 2.5****b : RDC+Ssol:**✓ **Charge permanente :**

	Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	g (kN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	25/cos(30,96)	25	7.29
2	Poids propre de la marche	17/2	25	2.13
3	Mortier de pose	2	20	0.40
4	Carrelage	2	20	0.40
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
6	Lit de sable	3	18	0.54
7	Garde corps	2		1
			Σ	12.12 kN/m ²

✓ **Charge d'exploitation : Q = 2.5 kN / m².****4.Calcul des sollicitations :****4.1)Charges et surcharges**

Le palier

- Charge permanente : $G = 7.95 \text{ kN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

La paillasse

- Charge permanente : $G = 12.12 \text{ kN/m}^2$.
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

4.2 : Combinaisons de charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml.

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q.$$

- ELS :

$$q_{ser} = G + Q.$$

	G(kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m ²)	q _{ser} (kN/m ²)
Palier	7.95	2,5	14.48	10.45
Paillasse	12.12	2,5	20.11	14.62

Tableau III.18 : Chargements des escaliers

- *Schéma statique :*

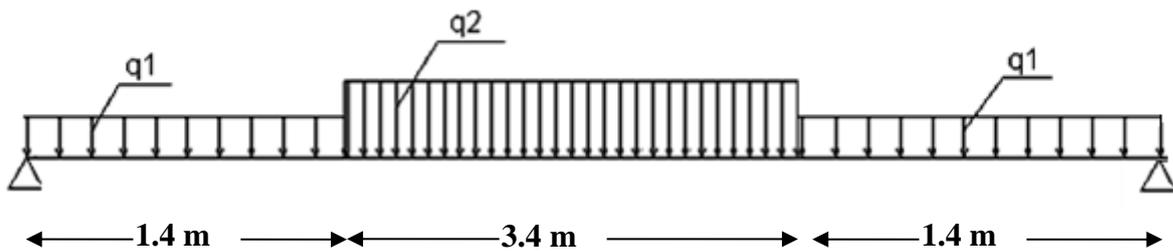


Figure .III.27 :Schéma statique de l'escalier

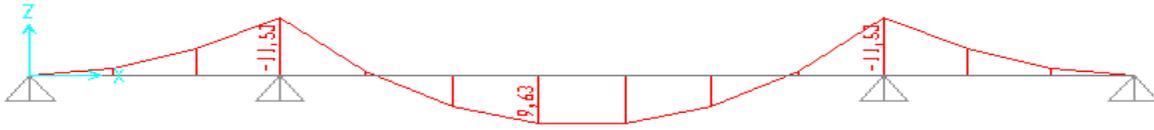
4.3 Diagramme des efforts internes :

- *Moment fléchissant*

ELU :

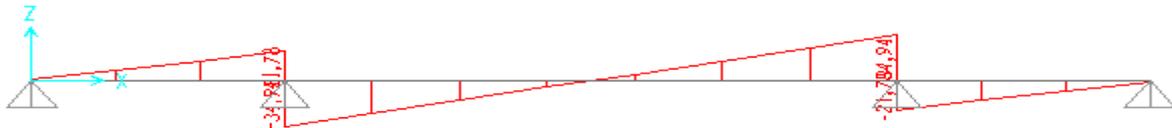


ELS :



➤ **Effort tranchant**

ELU :



ELS:



Figure .III.28 : diagramme de moment fléchissant, Effort tranchant .

5.ferraillage :

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Tel que : $b=100cm$; $h=25cm$

- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=22,5cm$$

$$\sigma_s = 348MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400MPa$$

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	13,23	0.018	Oui	0	0.0233	22.29	1,71	5T12	5,65
Appuis	15,86	0.022	Oui	0	0.028	22,25	2,05	5T12	5,65

Tableau .III.18 : Ferrailage de l'escalier.

Espacement :

➤ En travée $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

➤ Sur appui $esp \leq \frac{100}{4} = 25.cm$

Armatures de répartition :

➤ En travée $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,413.cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,83cm^2 / ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec $S_i=25cm$.

➤ Sur appui $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,413.cm^2 / ml \leq A_r \leq 2,83cm^2 / ml$

Le choix est de 5T8=2,51cm² avec $S_i=25cm$.

6. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,72cm^2$$

En travée et sur appui : $A_s = 5,65cm^2 > A_s^{min} = 2,72.cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots(Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{34,94 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,155.MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots vérifiée .$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 34,94.10^3 - \frac{15,86.10^6}{0,9 \times 225} = -43380,99 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

➤ **Vérification des armatures transversales**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,155 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

c. 1. Vérification des contraintes du béton

-Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2,5 \text{ cm} ; d=22,5 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm} ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	$M_{ser}(KNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	9,63	5,65	5,39	30030.43	1,73	Vérifiée
Appui	11,53	5,65	5,39	30030,43	2,07	Vérifiée

Tableau .III.19: Vérification à l'E.L.S.

c. 2. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :.....selon [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{620} = 0,040 < 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 22,5} = 0,0025 < 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,04 < \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \dots \text{selon [1]} \end{array} \right. \quad . L=6,2m > 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = 30030.42Cm^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10818,87\text{MPa}$

- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
11,53	5,65	0.0025	90.70	8,36	3,350	0,343	30030,42	8535,168	15377 ,92

Tableau .III.20: Vérification de la flèche de l'escalier.

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 16,14\text{mm} \\ f_v = 26,64\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 10,50\text{mm}$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{100} = 0,5 + \frac{620}{1000} = 1,12.\text{cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,05\text{cm} < \bar{f} = 1,12\text{cm}.....\text{vérifiée.}$$

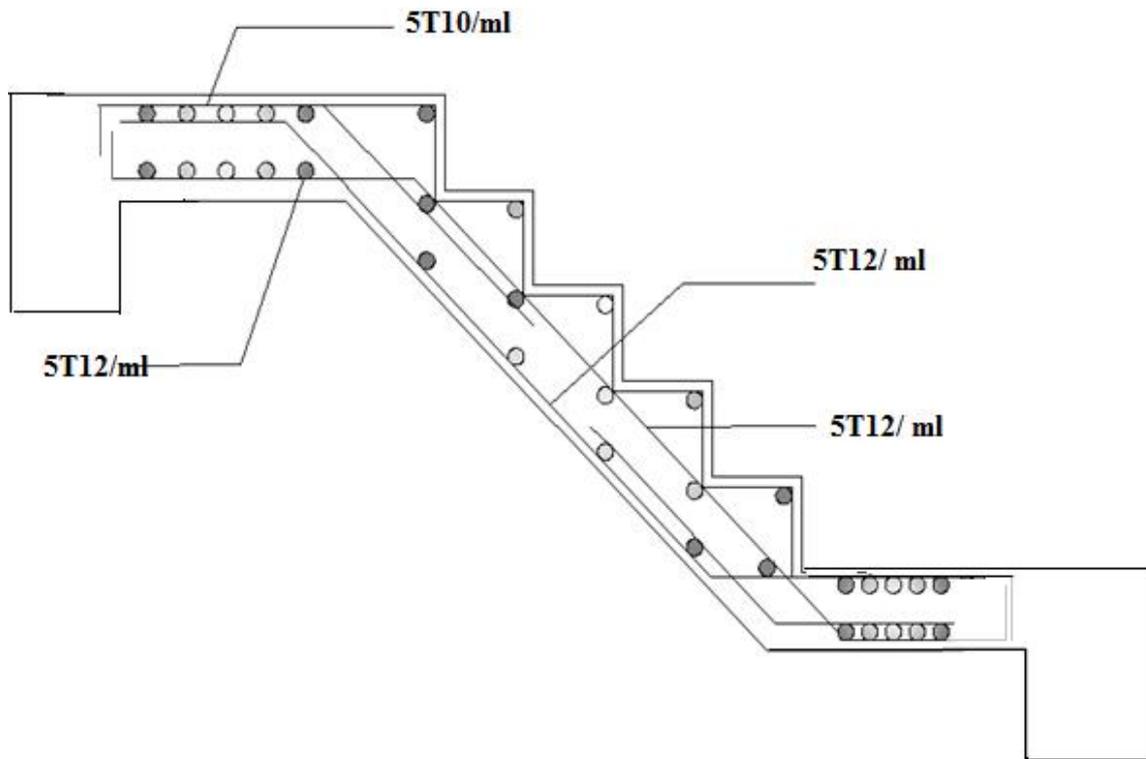


Figure .III.29 : ferrailage des escaliers.

7.ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée sollicitée par :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Charge linéaire provenant du palier.

7.1.Pré dimensionnement :

➤ Règle du BAEL 91:

➤ La hauteur h de la poutre doit être..... $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

➤ La largeur b de la poutre doit être $0,3.h \leq b \leq 0,7.h$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

➤ Condition de RPA 99 "version 2003" :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20$ cm.
- $h \geq 30$ cm.
- $h/b \leq 4,0$.

La poutre palière de portée : $L_{\max} = 2,5$ m.

➤ Selon le règlement du BAEL 91 "modifié 99" : [4]

➤ $(16,67 \leq h \leq 25)$ cm \Rightarrow on prend : $h = 30$ cm (selon RPA 99)

➤ $(9 \leq b \leq 21)$ cm \Rightarrow on prend : $b = 20$ cm.

➤ Vérification des conditions de RPA 99 "version 2003" : [2]

$b \geq 20$ cm \longrightarrow $b = 20$ cm..... c'est vérifiée.

$h \geq 30$ cm \longrightarrow $h = 30$ cm..... c'est vérifiée.

$h/b < 4$ \longrightarrow $30/20 = 1,4 < 4$ c'est vérifiée.

7.2.Évaluation des charges :

- Poids propre de la poutre $G_p = 0,3 \times 0,2 \times 25 = 1,5 \text{ kN/ml}$.

-Poids de la maçonnerie..... $G_m = 1 \times 2,93 = 2,93 \text{ kN/ml}$.

-Poids du palier..... $G_{pal} = 7,95 \times 1,4 = 11,13 \text{ kN/ml}$.

$$G_{tot} = 15,56 \text{ kN/ml}$$

Surcharge d'exploitation..... $Q = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ kN/ml}$.

7.3. Combinaison des charges :

	ELU (kN/m)	ELS (kN/m)
q_u (kN/ml)	26,26	19,06

Tableau III.21 : Combinaison des charges.

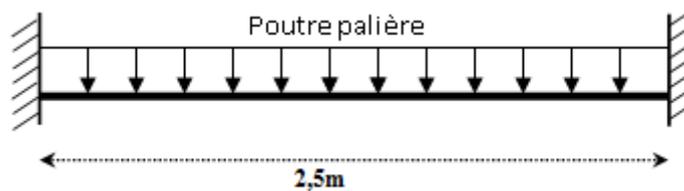


Figure III.30 : Schéma statique de la poutre palière.

$$\left[\begin{aligned} R_A = R_B &= \frac{q_u l}{2} = 32,83 \text{ KN} \\ M_{tu} &= \frac{q_u l^2}{24} = 6,84 \text{ KNm} \\ M_{au} &= \frac{q_u l^2}{12} = 13,68 \text{ KNm} \end{aligned} \right.$$

7.4.Diagramme des efforts internes :

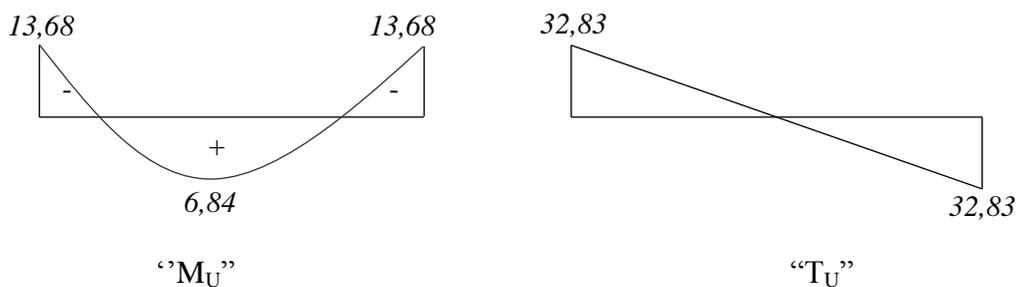


Figure.III.31 : Diagramme des efforts

7.5.Ferraillage de la poutre :

$h=30cm ; d=27cm ; b=20cm ; \sigma_{bc}=14,17MPa.$

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	6,84	0,033	OUI	0	0,042	26,55	0,74	2T12	2,26
Appuis	13,68	0,066	OUI	0	0,086	26,07	1,51	2T12	2,26

Tableau.III.22 : Ferraillage en travée et sur appuis

7.6Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- En travée : $A_s=2,26cm^2 > A_s^{min} = 0,65cm^2$ vérifiée.

- Sur appuis : $A_s=2,26cm^2 > A_s^{min} = 0,65cm^2$ vérifiée.

• Contrainte de cisaillement [4]

Il faut que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot f_{c28} / \gamma_b , 4Mpa \right\} = 2,5Mpa.$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{32,83 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,27} = 0,61Mpa$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,61Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2,5Mpa$ Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

L'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

On a deux cas qui se posent :

$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis.

$$T_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} = 32,83 - \frac{13,68 \times 10^3}{0,9 \times 270} = -23,74 \text{ kN} < 0 \Rightarrow \text{Les armatures ne sont soumises à aucun}$$

effort de traction.

Vérification à l'état limite de service (Organigramme II Annexe B) [1]

•

a. Vérification des contraintes

Fissuration préjudiciable :

➤ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

➤ Acier :

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s.$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\xi = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\eta = 1,6$.

Alors : $\bar{\sigma}_s = \text{min} (266,7; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$.

Donc : $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$.

Détermination de la valeur de « y » par rapport à l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta \cdot (A_s + A'_s) \cdot y - \eta \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

Tel que : $A'_s = 0$; $\eta = 15$.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \cdot A_s \cdot (d - y)^2.$$

$$q_{ser} = 19,06 \text{ KN/ml} \Rightarrow \begin{cases} M_{iser} = 4,96 \text{ KNm} \\ M_{aser} = 9,93 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (kNm)	As	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{σ}	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs.
En travée	4,96	2,26	8,02	15651.15	90,24	201,63	2,54	15	Ok
Sur appui	9,93	2,26	8,02	15651,15	180,63	201,63	5,09	15	Ok

Tableau III.23 : Vérification à l'ELS.

b. Vérification de la rigidité (flèche) [1]

On peut admettre de ne pas justifier l'état limite de déformation des poutres par un calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \Rightarrow 1,2 > 0,1 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\triangleright \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,0042 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1,2 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

7.8. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(8,57 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 20 \text{ mm})$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$A_t = n_t \phi_t$: section des armatures transversales

$$n_t = 2$$

Alors on adopte : $2\phi_8$; $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

Détermination de l'espacement entre les armatures transversales : [4]

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit satisfaire les conditions suivantes :

Espacement S_t :

BAEL 91 : [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

RPA 99 : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t/S_t \geq 0,003.b = 0,06 \text{ cm.} \\ S_t \leq \text{Min}(h/4 ; 12\varnothing) = 7,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante.} \end{array} \right.$$

On prend : $A_t/S_t \geq 0,06 \text{ cm.}$

Soit : $A_t = 2\varnothing8 \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2.$

$\Rightarrow S_t \leq 7,5\text{cm} \dots\dots\dots$ On prend $S_t = 7 \text{ cm.}$

Zone nodale $S_t = 7\text{cm}$

Zone courante $S_t = 15\text{cm}$

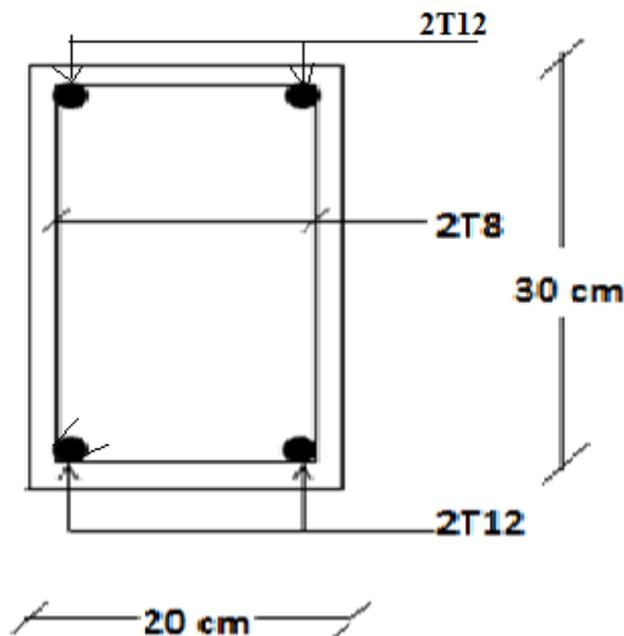


Figure III.32 : Ferrailage de la poutre palière.

1. INTRODUCTION :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets sur les structures dans les zones urbanisées.

Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage.

2. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme (modèle) simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

Ce modèle de calcul se présente comme une console flexible, rigide encastree à la base. Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers et représentent chacune un degré de liberté.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du *SAP2000 (version 14)*.

↗ **Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP2000 :**

La modélisation avec le logiciel **SAP2000** permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments non-structuraux ils sont modélisés soit par masse concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent au poids des éléments structuraux.

La modélisation avec le **SAP2000** consiste en les étapes suivantes :

- ✓ Définition de la géométrie du modèle.
- ✓ Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés.
- ✓ Définition et affectation des sections au modèle.
- ✓ Encastrement des fondations.
- ✓ Définition des charges statiques.
- ✓ Chargement de la structure.
- ✓ Définition de la masse sismique.
- ✓ Affectation des diaphragmes.
- ✓ Définition et chargement de spectre de réponses.
- ✓ Définition des charges sismiques.
- ✓ Définition des combinaisons.
- ✓ Analyse de la structure.

2.1. MODELISATION DE LA RIGIDITE :

On considère que notre structure à p nœuds et comporte au total n DDL numérotés de 1 à n , dans le cas général il existe six DDL par nœud, le nombre n a donc pour valeur : $n=6.p$.

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
 - * Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - * Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modéliser (sauf les dalles pleines), cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

2.2. MODÉLISATION DE LA MASSE :

- La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.[2]

Avec :

G : le poids dû aux charges permanentes.

Q : le poids dû aux charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature de l'ouvrage.

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.
- La masse des planchers on été répartie au chaque poutres.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

- La masse des escaliers a été répartie au niveau des deux poutres délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été répartie au niveau des poutres servant d'appui aux balcons.

3. ÉTUDE DYNAMIQUE :

3.1. INTRODUCTION :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

L'analyse dynamique comporte deux analyses complémentaires à savoir :

- L'analyse modale.
- L'analyse spectrale.

3.2. L'ANALYSE MODALE :

L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure à savoir les fréquences propres, les modes propres,.....etc. A partir de ces caractéristiques on peut se prononcer sur le type de la structure (rigide, souple).

↻ détermination des caractéristiques dynamiques :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{X}\}, \{X\}$: Vecteur des accélérations et vecteur des déplacements respectivement de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{X(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues " A_i ". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est nul c'est à dire :

$$\Delta_\omega = [K] - \omega^2 [M] = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "*Equation caractéristique*".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2) .

Les (n) solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \omega_3^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental

$$\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 \dots < \omega_n$$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_i$ ou forme modale (modal Shape).

↻ **Facteur de participation massique :**

Le facteur de participation massique modale caractérise le taux en pourcentage de la masse modale de chaque mode de vibration et dans chaque direction d'après le **RPA99 version 2003**, la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% de la masse totale de la structure ou que tous les modes ayant une masse effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soit retenue pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Cette recommandation est exigée pour déterminer le nombre de vibration à retenir dans chacune des deux directions orthogonales.

3.3. L'ANALYSE SPECTRALE :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de la structure. Dès lors, le choix d'un support convenable pour le calcul et la modélisation de la structure devinent nécessaire.

4. ETUDE SISMIQUE :

4.1. STRATEGIE DU CALCUL SISMIQUE :

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *SAP2000.v14* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

4.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :

En Algérie, la conception parasismique des structures est gérée par un règlement en vigueur à savoir le "*RPA99 version 2003*". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié ne sont pas vérifiés (car la structure est irrégulière en plan et en élévation avec une hauteur supérieur à **17m**), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

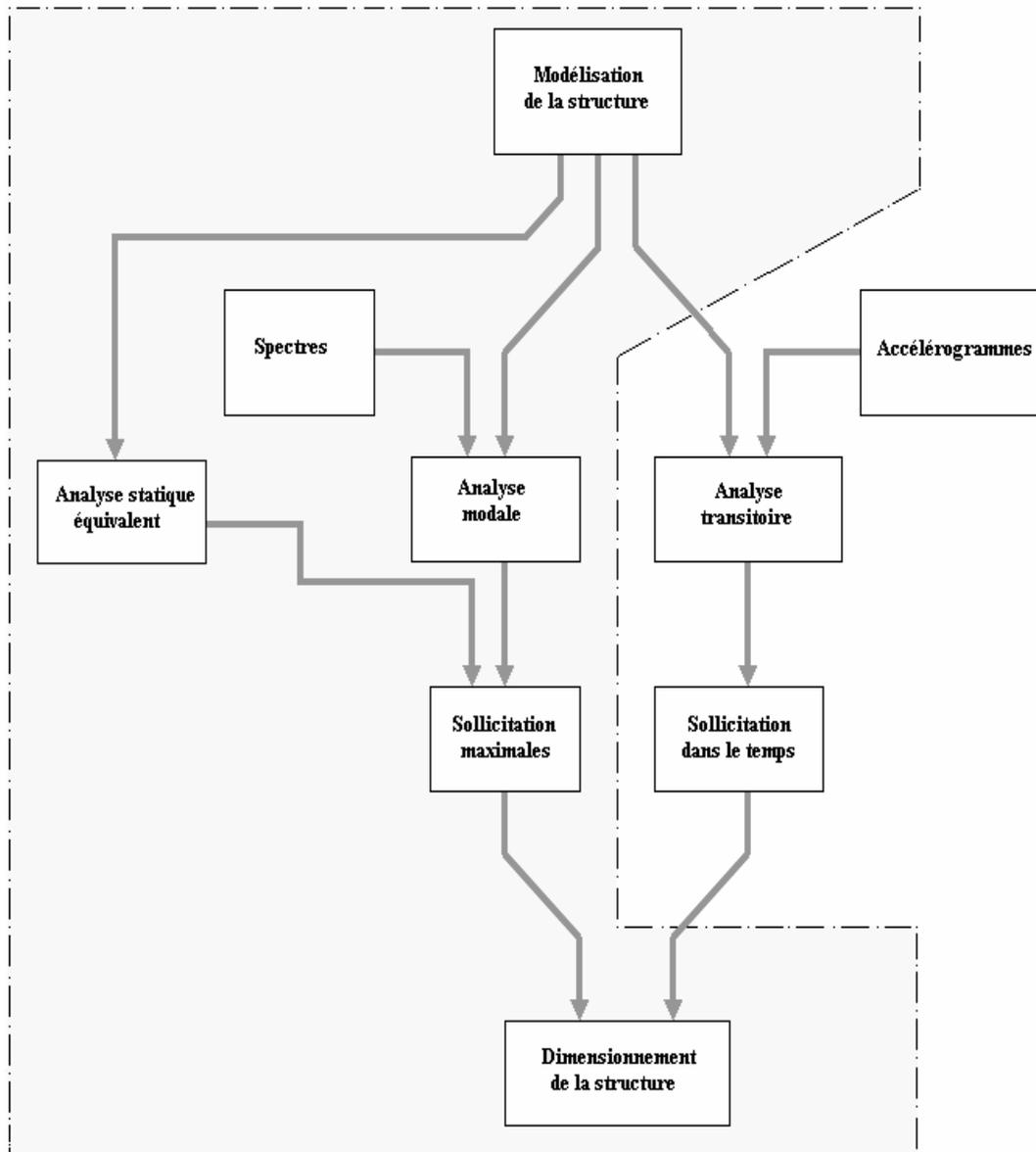


Fig. IV.1 : les Etapes du Calcul Sismique.

4.3. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :

Il y a lieu de rappeler que la direction d'un séisme est aléatoire et que par conséquent il convient d'analyser une structure sous les deux composantes horizontales orthogonales d'un séisme agissant suivant les deux directions principales de celle-ci.

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre et d'introduire le spectre de dimensionnement qui fournit la valeur de la réponse maximale.

L'analyse spectrale permet d'avoir :

- 1) Pour chaque mode propre : la période, les facteurs des participations massique.
- 2) Pour chaque direction : déplacements, réactions et efforts correspondants à chacun des modes propres.

4.4. SPECTRE DE REPONSE :

Le règlement para sismique [2] recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

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

Avec : g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du "groupe 2" (bâtiment à usage d'habitation collectives dont la hauteur ne dépasse pas 48m).
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **BLIDA (zone III)**.

Donc : **A=0,25**.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**$\xi=7\%$**).

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

R=5 (contreventement Mixte portique /voiles avec interaction).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**site 3 : $T_1=0,15s$ et $T_2=0,5s$**).

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 + \sum P_q = 1.25$)

-La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des 'n' modes utiles considérés dans le calcul de la réponse.

-Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

4.5. PROCEDURE DE CALCUL :

a. Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T_f) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques qui sont données par le « **RPA 99 version 2003** » :

Soit :
$$\mathbf{T_f = C_T (h_N)^{3/4}} \dots\dots\dots[2]$$

Avec:

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

C_T : coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/version2003**.

« Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie ».

$$\mathbf{C_T = 0.050}$$

Et :
$$\mathbf{T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}}} \dots\dots\dots[2]$$

Avec :

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

b. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \dots\dots\dots [2]$$

W= le poids de la structure en KN (calcul automatique d’après SAP2000).

A= 0,25 (groupe d’usage 2, zone III). [2]

Q = 1 + $\sum_1^6 P_q=1,25$ [2]

R= 5 (contreventement Mixte portique /voiles avec interaction). [2]

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2.5\eta(T2/T)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T2/3)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots [2]$$

La catégorie de site est : sol meuble S3 \Rightarrow T1= 0.15 s. [2]

T2 = 0.50 s. [2]

- Le facteur de correction d’amortissement η est fonction du pourcentage critique ξ où : $\xi = 7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0,8819 \dots\dots\dots [2]$$

c. Résultante des forces sismiques de calcul :

L’une des 1^{ères} vérifications préconisées par le “**RPA99 version 2003**” est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base “ V_t ” obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $r = \frac{0,8V}{V_t} \dots\dots\dots [2]$

d. Vérification des déplacements inter étages :

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_k^y \leq \bar{\Delta}$ [2]

Où $\bar{\Delta} = 0.01h_e$[2]

Avec :

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \text{ et } \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y \text{[2]}$$

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y \text{[2]}$$

- Δ_k^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_k^y).
- δ_{ek}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{ek}^y).
- Si Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il

Faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut:

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants et rajouter des voiles de contreventements dans la structure.
- Rajouter des voiles de contreventements dans la structure.

5. RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :

↗ Estimation de la période fondamentale :

- Soit
$$\mathbf{T_f = C_T (h_N)^{3/4}}$$

$$C_T = 0,05.$$

$$H_n = 36,38 \text{ m}$$

$$T_f = 0,05 * (36,38)^{3/4} = \mathbf{0.74 \text{ s.}}$$

- Soit
$$\mathbf{T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}}}$$

- Suivant la direction (x - x) : $D_x = 24,025 \text{ m} \rightarrow T_{fx} = \frac{0,09 \times 36,38}{\sqrt{24,025}} = 0,668 \text{ s}$

- Suivant la direction (y - y) : $D_y = 26,75 \text{ m} \rightarrow T_{fy} = \frac{0,09 \times 36,38}{\sqrt{26,75}} = 0,633 \text{ s}$

Par conséquent la période fondamentale de l'ouvrage devra être limitée à :

- Suivant la direction (x-x) :

$$T_{fx} \leq [\text{Min} (0,668 ; 0,74)] = \mathbf{0.668s.}$$

- Suivant la direction (y-y) :

$$T_{fy} \leq [\text{Min} (0,633 ; 0,74)] = \mathbf{0.633s.}$$

Par conséquent la période fondamentale majorée de l'ouvrage devra être limitée à :

- Suivant la direction (x-x) :

$$T_{fx} \leq 1,3 [\text{Min} (0,668 ; 0,74)] = \mathbf{0.868s.}$$

- Suivant la direction (y-y) :

$$T_{fy} \leq 1,3 [\text{Min} (0,633 ; 0,74)] = \mathbf{0.823s.}$$

➤ ***Modèle initial :***

- la structure initiale comporte uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.
- L'encastrement de la structure est fait au niveau du R.D.C.
- l'épaisseur des voiles utilisés est égale à $e=20$ cm.
- Les Sections des poutres adoptées :
 - * les poutres porteuses $\rightarrow (40 \times 25)$ cm².
 - * les poutres non – porteuses $\rightarrow (30 \times 25)$ cm².
- Les sections des poteaux adoptées :
 - * poteaux carrés : R.D.C $\rightarrow (45 \times 45)$ cm².
Les autres étages $\rightarrow (40 \times 40)$ cm².
 - * poteaux circulaires : tous les étages $\rightarrow D = 45$ cm.

1. Dessin de disposition des voiles :

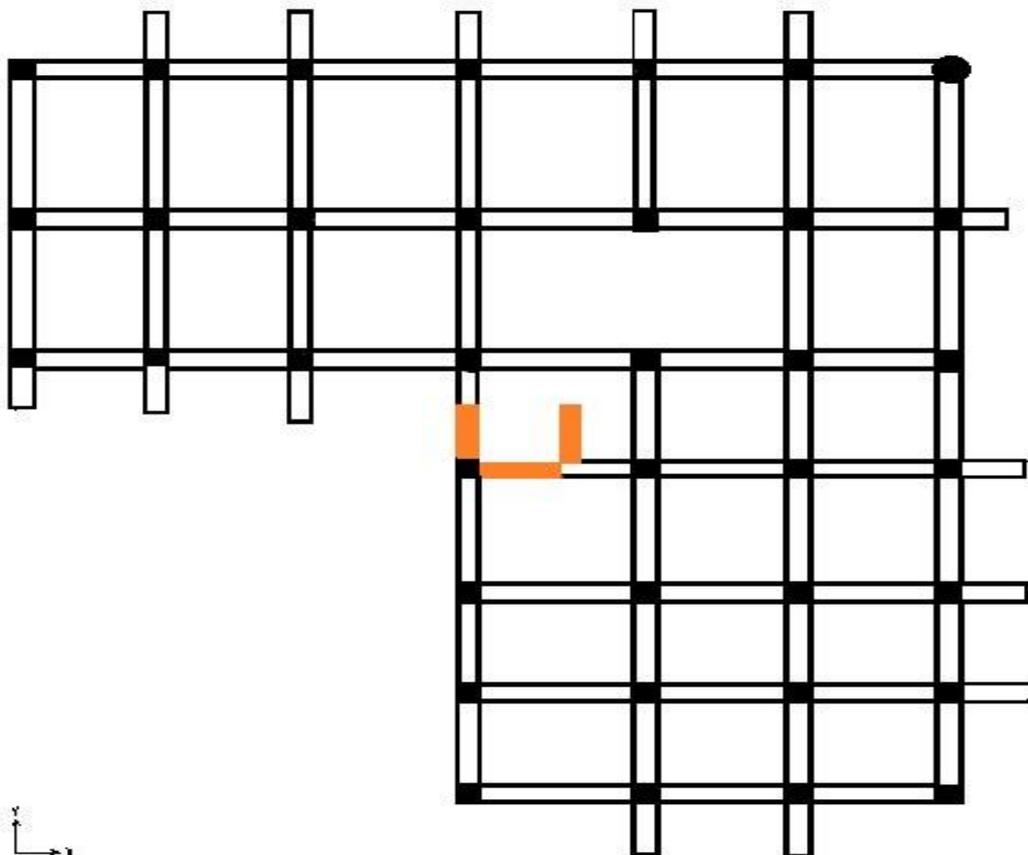


Fig. IV.2 : modèle initial.

2. Caractéristiques dynamiques propres :

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,764836	0,76186	0,00517	0,00002317	0,76186	0,00517	0,00002317
2	1,700841	0,03595	0,43182	0,000001202	0,79781	0,43699	0,00002437
3	1,523463	0,00938	0,37976	0,000001725	0,80719	0,81675	0,00002609
4	0,584233	0,05346	0,00683	0,000000003209	0,86065	0,82359	0,0000261
5	0,546432	0,05448	0,0173	0,000001512	0,91513	0,84089	0,00002761
6	0,514103	0,00117	0,0818	0,000001614	0,91629	0,92269	0,00002922
7	0,356034	0,0105	0,00021	0,0000003096	0,92679	0,9229	0,00002953
8	0,286781	0,00213	0,03801	0,00002492	0,92892	0,96091	0,00005446
9	0,284574	0,03596	0,00387	0,00004159	0,96487	0,96478	0,00009605
10	0,236513	0,0035	0,00032	0,00001627	0,96837	0,9651	0,00011
11	0,182896	0,00094	0,01966	0,00013	0,96932	0,98476	0,00024
12	0,179751	0,01883	0,00075	0,00014	0,98815	0,98551	0,00038

Tableau IV-1 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

↗ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- La période fondamentale $T = 1,7648s > 1.3 T_{fx} = 0.868s$.
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x) à l'ordre de 76.18 %.
- Le deuxième et le troisième mode sont des modes de rotations.
- Le facteur de participation massique modale atteint presque **90%** à partir du mode 5 suivant l'axe (x) et mode 6 suivant l'axe (y).

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R}W$$

$W = 41018,148 \text{ KN}$ (d'après SAP2000) ; $R = 5$; $Q = 1,25$; $A = 0,25$.

$$\text{On a : } T_2 \leq (T_{fx} \text{ et } T_{fy}) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,668} \right)^{2/3} = 1,817$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,633} \right)^{2/3} = 1,884$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(1,817)(1,25)}{5} 41018,148 = 4658,12 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 3726,50 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,884)(1,25)}{5} 41018,148 = 4829,887 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 3863,91 \text{ kN}$$

4. Résultante des forces sismiques de calcul :

$$\text{D'après le fichier des résultats du SAP2000 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 2530,486 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2372,64 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

Donc il faudra calculer les rapports r_x et r_y :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,473 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,473 \\ r_y = 1,628 \end{cases}$$

✦ D'après l'*RP A99 v2003*, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x ou r_y selon la direction.

5. Vérification des déplacements inter étages :

Données : $r_x = 1.473$; $r_y = 1,628$; $R = 5$.

plancher	δ_{ek}^x (cm)	r_x	δ_k^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	r_y	δ_k^y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}(cm)$	vérification
TERASSE	10.880	1.473	80.131	7.869	1,628	64.054	3.808	2.231	3.23	Non vérifier
10	10.363	1.473	76.323	7.595	1,628	61.823	4.588	3.207	3.23	Non vérifier
9	9.740	1.473	71.735	7.201	1,628	58.616	5.45	4.119	3.23	Non vérifier
8	9.00	1.473	66.285	6.695	1,628	54.497	6.268	4.892	3.23	Non vérifier
7	8.149	1.473	60.017	6.094	1,628	49.605	7.114	5.649	3.23	Non vérifier
6	7.183	1.473	52.903	5.400	1,628	43.956	7.888	6.349	3.23	Non vérifier
5	6.112	1.473	45.015	4.620	1,628	37.607	8.58	6.984	3.23	Non vérifier
4	4.947	1.473	36.435	3.762	1,628	30.623	9.17	7.522	3.23	Non vérifier
3	3.702	1.473	27.265	2.838	1,628	23.101	9.611	7.953	3.23	Non vérifier
2	2.397	1.473	17.654	1.861	1,628	15.148	9.744	8.131	3.23	Non vérifier
1	1.074	1.473	7.910	0.862	1,628	7.017	7.910	7.017	4.08	Non vérifier
R.D.C	0	1.473	0	0	1,628	0				

Tableau IV-2 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Initial.

Constatation :

Les déplacements latéraux inter étages dépassent les valeurs admissibles, cela implique qu'on a une structure souple ce qui conduit à une augmentation de la rigidité latérale de la structure.

Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants et rajouter des voiles de contreventements dans la structure.
- Rajouter des voiles de contreventements dans la structure.

➤ ***Modèle N1 :***

- On à disposés des voiles de contreventements dans les deux axes principaux de la structure.
- L'encastrement de la structure est fait au niveau du R.D.C.
- l'épaisseur des voiles utilisés est égale à **e=20 cm.**
- Les sections des poutres et des poteaux existants ont subit des modifications afin de participer au contreventement de la structure.
- Les Sections des poutres adoptées :
 - * les poutres porteuses → (40 x 30) cm².
 - * les poutres non – porteuses → (40 x 30) cm².
- Les sections des poteaux adoptées (après la vérification de la raideur) :

ETAGE	Section carrée (a*b) cm²	Section circulaire D (cm)
10	40x40	45
9	40x40	45
8	40x40	45
7	45x45	50
6	45x45	50
5	45x45	50
4	50x50	55
3	50x50	55
2	50x50	55
1	55x55	60
R.D.C	55x55	60

Tableau IV-3 : les sections des poteaux adoptées dans le modèle N1.

ETAGE	Choix des sections carrés (cm ²)	Choix des sections circulaires (cm)	Choix sections des poutres (cm ²)	K des poteaux carrés (cm ³)	K des poteaux circulaires (cm ³)	K des poutres (cm ³)	vérification
10	40x40	45	40x30	753.83	711.27	551.72	ok
9	40x40	45	40x30	753.83	711.27	551.72	ok
8	40x40	45	40x30	753.83	711.27	551.72	ok
7	45x45	50	40x30	1207.49	1084.09	551.72	ok
6	45x45	50	40x30	1207.49	1084.09	551.72	ok
5	45x45	50	40x30	1207.49	1084.09	551.72	ok
4	50x50	55	40x30	1840.40	1587.21	551.72	ok
3	50x50	55	40x30	1840.40	1587.21	551.72	ok
2	50x50	55	40x30	1840.40	1587.21	551.72	ok
1	55x55	60	40x30	2694.53	2247.96	551.72	ok
R.D.C	55x55	60	40x30	2072.15	1728.73	551.72	ok

Tableau IV-4 : vérification de la raideur pour les sections des poteaux adoptées.

1. Dessin de disposition des voiles :

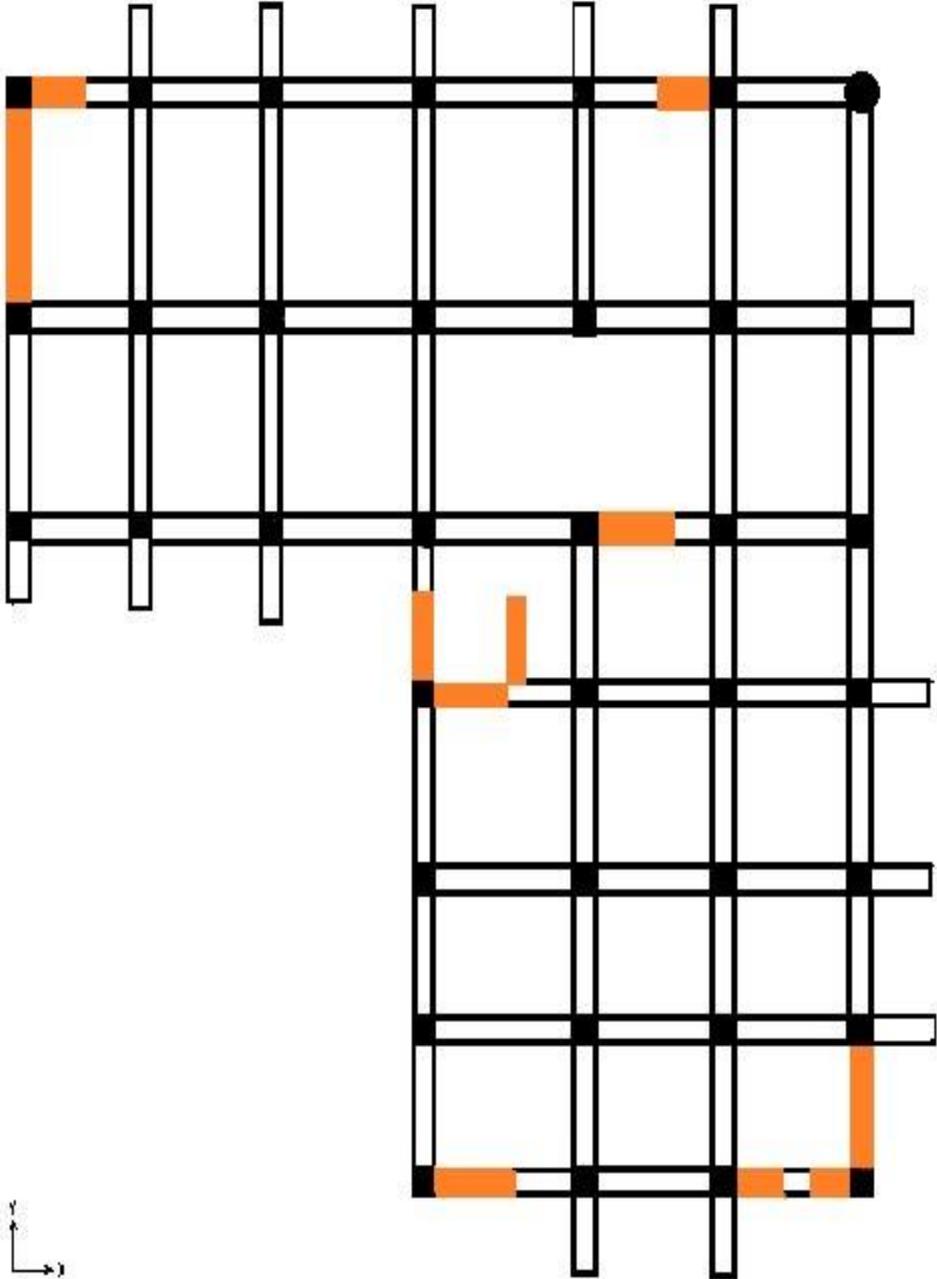


Fig. IV.3 : modèle N1.

2. Caractéristiques dynamiques propres :

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,117841	0,6594	0,07866	0,00001523	0,6594	0,07866	0,00001523
2	1,011507	0,08531	0,52227	0,00002726	0,7447	0,60092	0,00004249
3	0,659736	0,00259	0,08974	0,00000001189	0,74729	0,69067	0,00004251
4	0,367515	0,12383	0,00487	0,0000008485	0,87112	0,69554	0,00004336
5	0,298387	0,00369	0,14391	0,00005025	0,87481	0,83945	0,0000936
6	0,239718	0,00406	0,00004501	0,0000009927	0,87887	0,83949	0,00009459
7	0,188113	0,05232	0,00072	0,00000004537	0,93119	0,84021	0,00009464
8	0,142038	0,00118	0,08741	0,00026	0,93237	0,92761	0,00035
9	0,118822	0,00439	0,00079	0,00048	0,93676	0,92841	0,00083
10	0,113506	0,02421	0,00039	0,0011	0,96097	0,92879	0,00193
11	0,112424	0,00031	0,000001988	0,24869	0,96127	0,92879	0,25062
12	0,105835	0,00091	0,00001755	0,00003344	0,96218	0,92881	0,25065

Tableau IV-5 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle N1.

↻ Constations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- La période fondamentale $T = 1,117841s > 1.3 T_{fx} = 0.868s$.
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x) à l'ordre de 65.94 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (y) à l'ordre de 52.22 %.
- Le troisième mode est un mode de rotations.
- Le facteur de participation massique modale atteint presque **90%** à partir du mode 7 suivant l'axe (x) et mode 8 suivant l'axe (y).

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R}W$$

$W = 47522,28 \text{ KN}$ (d'après SAP2000) ; $R = 5$; $Q = 1,25$; $A = 0,25$.

$$\text{On a : } T_2 \leq (T_{fx} \text{ et } T_{fy}) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,668}\right)^{2/3} = 1,817$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,633}\right)^{2/3} = 1,884$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(1,817)(1,25)}{5} 47522,28 = 5396,749 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 4317,399 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,884)(1,25)}{5} 47522,28 = 5595,748 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 4476,598 \text{ kN}$$

4. Résultante des forces sismiques de calcul :

$$\text{D'après le fichier des résultats du SAP2000 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 3741,385 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3460,095 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

Donc il faudra calculer les rapports r_x et r_y :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,154 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,294 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,154 \\ r_y = 1,294 \end{cases}$$

✦ D'après l'*RP A99 v2003*, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x ou r_y selon la direction.

5. Vérification des déplacements inter étages :

Données : $r_x = 1.154$; $r_y = 1.294$; $R = 5$.

plancher	δ_{ek}^x (cm)	r_x	δ_k^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	r_y	δ_k^y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	vérification
TERASSE	5.265	1.154	30.379	5.178	1.294	33.502	1.95	2.97	3.23	<i>vérifié</i>
10	4.927	1.154	28.429	4.719	1.294	30.532	2.233	3.177	3.23	<i>vérifié</i>
9	4.540	1.154	26.196	4.228	1.294	27.355	2.562	3.364	3.23	<i>Non vérifié</i>
8	4.096	1.154	23.634	3.708	1.294	23.991	2.902	3.455	3.23	<i>Non vérifié</i>
7	3.593	1.154	20.732	3.174	1.294	20.536	3.116	3.572	3.23	<i>Non vérifié</i>
6	3.053	1.154	17.616	2.622	1.294	16.964	3.283	3.597	3.23	<i>Non vérifié</i>
5	2.484	1.154	14.333	2.066	1.294	13.367	3.318	3.461	3.23	<i>Non vérifié</i>
4	1.909	1.154	11.015	1.531	1.294	9.906	3.301	3.255	3.23	<i>Non vérifié</i>
3	1.337	1.154	7.714	1.028	1.294	6.651	3.144	2.866	3.23	<i>vérifié</i>
2	0.792	1.154	4.570	0.585	1.294	3.785	2.712	2.271	3.23	<i>vérifié</i>
1	0.322	1.154	1.858	0.234	1.294	1.514	1.858	1.514	4.08	<i>vérifié</i>
R.D.C	0	1.154	0	0	1.294	0				

Tableau IV-6 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle N1.

Constatation :

Certains valeurs de déplacements latéraux inter étages ne sont pas vérifiés, ce qui traduit un manque de rigidité dans le bâtiment. Pour cela, il faut augmenter la rigidité de la structure par l'addition des voiles de contreventements.

➤ ***Modèle final :***

Nous avons passé par plusieurs modèles de disposition des voiles, pour des raisons architecturales on a été obligés de disposer les voiles de contreventement de manière dissymétrique. Après plusieurs essais on a choisi le modèle le plus stable dont les déplacements inters étages vérifient.

- l'épaisseur de tous les voiles utilisés est égale à **e=20 cm.**
- Les Sections des poutres adoptées :
 - * les poutres porteuses → (40 x 30) cm².
 - * les poutres non – porteuses → (40 x 30) cm².
- Les sections des poteaux adoptées (après la vérification de la raideur) :

ETAGE	Section carrée (a*b) cm²	Section circulaire D (cm)
10	40x40	45
9	40x40	45
8	40x40	45
7	45x45	50
6	45x45	50
5	45x45	50
4	50x50	55
3	50x50	55
2	50x50	55
1	55x55	60
R.D.C	55x55	60

Tableau IV-7 : les sections des poteaux adoptées dans le modèle final.

1. Dessin de disposition des voiles :

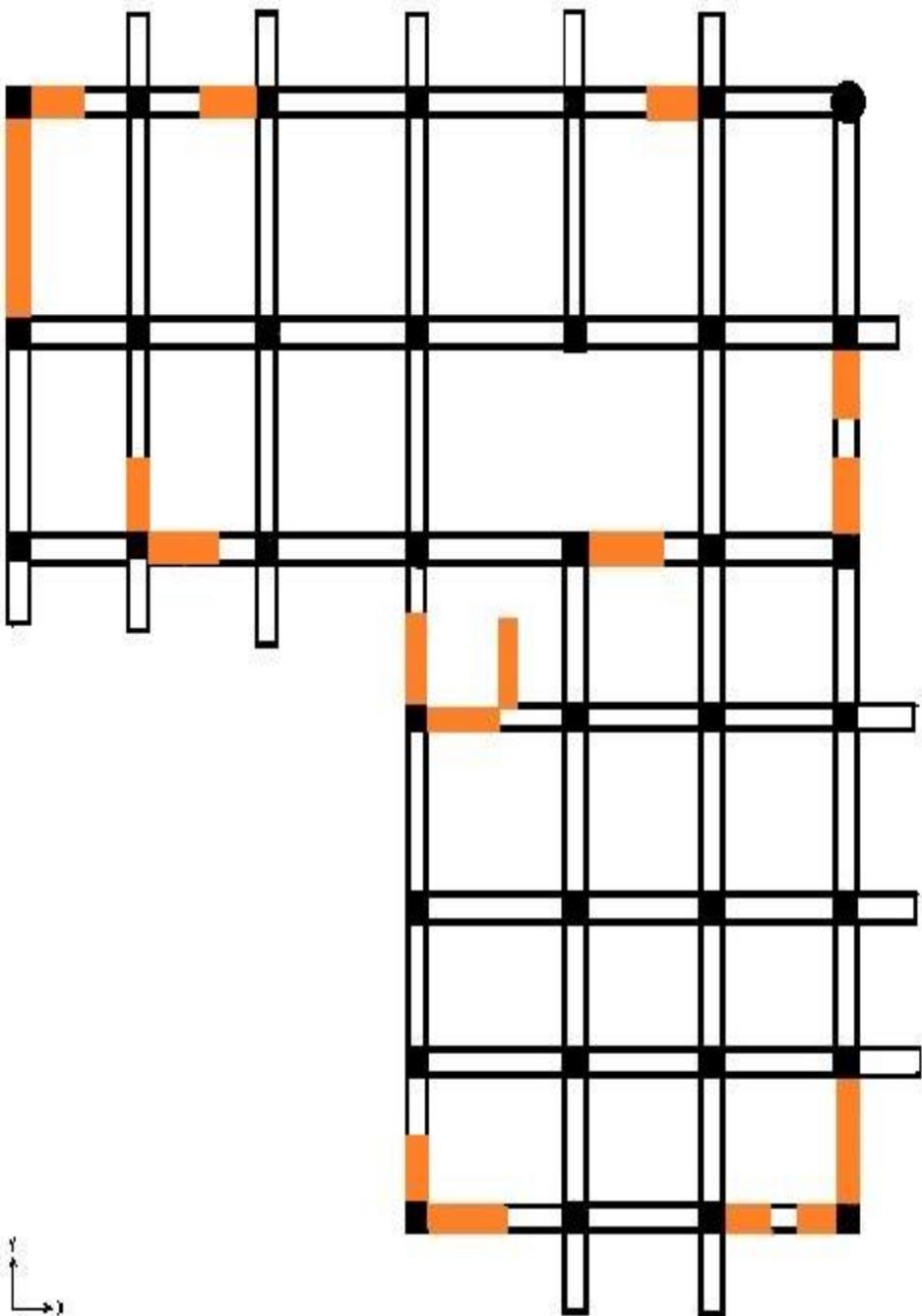


Fig. IV.4 : modèle final.

2. Caractéristiques dynamiques propres :

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,07896	0,73125	0,01234	0,00001804	0,73125	0,01234	0,00001804
2	0,926116	0,01013	0,58392	0,0000344	0,74139	0,59626	0,00005244
3	0,631429	0,00379	0,09412	0,0000007696	0,74518	0,69038	0,00005321
4	0,358697	0,12538	0,00113	0,0000000053	0,87056	0,69151	0,00005322
5	0,269434	0,00066	0,1471	0,00009245	0,87122	0,83862	0,00015
6	0,223833	0,00542	0,00146	0,000001287	0,87664	0,84008	0,00015
7	0,183313	0,05214	0,00011	0,000001302	0,92878	0,84019	0,00015
8	0,129229	0,00006363	0,08244	0,0005	0,92884	0,92264	0,00065
9	0,114223	0,01337	0,00092	0,01039	0,94221	0,92356	0,01104
10	0,111346	0,00019	0,000004896	0,20375	0,9424	0,92356	0,2148
11	0,109165	0,01606	0,0003	0,00577	0,95847	0,92386	0,22057
12	0,104597	0,00096	0,00000007625	0,00158	0,95943	0,92386	0,22215

Tableau IV-8 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final.

✦ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- La période fondamentale $T = 1,07896 \text{ s} > 1.3 T_{fx} = 0.868 \text{ s}$.
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x) à l'ordre de 73.13 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (y) à l'ordre de 58.39 %.
- Le troisième mode est un mode de rotations.
- Le facteur de participation massique modale atteint presque **90%** à partir du mode 7 suivant l'axe (x) et mode 8 suivant l'axe (y).

3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R}W$$

$W = 48972,002 \text{ KN}$ (d'après SAP2000) ; $R = 5$; $Q = 1,25$; $A = 0,25$.

$$\text{On a : } T_2 \leq (T_{fx} \text{ et } T_{fy}) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,668} \right)^{2/3} = 1,817$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,633} \right)^{2/3} = 1,884$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(1,817)(1,25)}{5} 48972,002 = 5561,383 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 4449,106 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,884)(1,25)}{5} 48972,002 = 5766,453 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 4613,162 \text{ kN}$$

4. Résultante des forces sismiques de calcul :

$$\text{D'après le fichier des résultats du SAP2000 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 3917,252 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3730,222 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

Donc il faudra calculer les rapports r_x et r_y :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,136 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,237 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,136 \\ r_y = 1,237 \end{cases}$$

✦ D'après l'*RPA99 v2003*, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x ou r_y selon la direction.

5. Vérification des déplacements inter étages :

Données : $r_x = 1.136$; $r_y = 1.237$; $R = 5$.

plancher	δ_{ek}^x (cm)	r_x	δ_k^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	r_y	δ_k^y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	vérification
TERASSE	5.199	1.136	29.530	4.576	1.237	28.303	1.965	2.474	3.23	vérifié
10	4.853	1.136	27.565	4.176	1.237	25.829	2.221	2.654	3.23	vérifié
9	4.462	1.136	25.344	3.747	1.237	23.175	2.516	2.814	3.23	vérifié
8	4.019	1.136	22.828	3.292	1.237	20.361	2.795	2.919	3.23	vérifié
7	3.527	1.136	20.033	2.820	1.237	17.442	3.004	3.012	3.23	vérifié
6	2.998	1.136	17.029	2.333	1.237	14.430	3.170	3.043	3.23	vérifié
5	2.440	1.136	13.859	1.841	1.237	11.387	3.209	2.944	3.23	vérifié
4	1.875	1.136	10.650	1.365	1.237	8.443	3.204	2.778	3.23	vérifié
3	1.311	1.136	7.446	0.916	1.237	5.665	3.044	2.443	3.23	vérifié
2	0.775	1.136	4.402	0.521	1.237	3.222	2.618	1.948	3.23	vérifié
1	0.314	1.136	1.784	0.206	1.237	1.274	1.784	1.274	4.08	vérifié
R.D.C	0	1.136	0	0	1.237	0				

Tableau IV-9 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final.

Constatation :

Tous les déplacements inter-étages dus aux excitations sismiques sont vérifiés dans ce modèle, donc la disposition finale des voiles de contreventement est maintenue, sauf que les valeurs des déplacements inter-étages dans les trois derniers étages sont largement vérifiées (étages trop rigides) a cause du décochement en élévation (irrégularité de la structure en élévation) cela implique qu'il nous faut une approche de ces valeurs de la valeur admissible de déplacement ce qui nous a conduit a **une réduction de largeur de certains voiles au niveau de ces étages ou bien un arrachement des voiles.**

6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques, l'effort normal de compression réduit doit vérifier la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \dots \dots \dots [2]$$

D'où :

v : effort normal réduit.

N_d : L'effort normal exerçant sur une section de béton.

B_c : La section brute.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton (25 MPA).

❖ Poteaux carrés:

🌈 BLOC A :

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm²)	v	Obs	Section corrigée (cm²)	v	Obs
P10	192.707	40×40	0.048	<0,3	40×40	0.048	<0,3
P9	337.175	40×40	0.084	<0,3	40×40	0.084	<0,3
P8	497.775	40×40	0.124	<0,3	40×40	0.124	<0,3
P7	698.963	45×45	0.138	<0,3	45×45	0.138	<0,3
P6	908.497	45×45	0.179	<0,3	45×45	0.179	<0,3
P5	1123.296	45×45	0.222	<0,3	45×45	0.222	<0,3
P4	1346.089	50×50	0.215	<0,3	50×50	0.215	<0,3
P3	1573.325	50×50	0.252	<0,3	50×50	0.252	<0,3
P2	1836.367	50×50	0.294	<0,3	50×50	0.294	<0,3
P1	2234.496	55×55	0.295	<0,3	55×55	0.295	<0,3
R.D.C	3722.345	55×55	0.492	>0,3	75×75	0.265	<0,3

Tableau IV-10 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés du bloc A.

 **BLOC B :**

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm²)	ν	Obs	Section corrigée (cm²)	ν	Obs
P7	698.963	45×45	0.138	<0,3	45×45	0.138	<0,3
P6	908.497	45×45	0.179	<0,3	45×45	0.179	<0,3
P5	1123.296	45×45	0.222	<0,3	45×45	0.222	<0,3
P4	1346.089	50×50	0.215	<0,3	50×50	0.215	<0,3
P3	1573.325	50×50	0.252	<0,3	50×50	0.252	<0,3
P2	1805.294	50×50	0.289	<0,3	50×50	0.289	<0,3
P1	2047.017	55×55	0.271	<0,3	55×55	0.271	<0,3
R.D.C	2297.874	55×55	0.304	>0,3	60×60	0.255	<0,3

Tableau IV-11 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux carrés du bloc B.

❖ **Poteau circulaire:**

Niveaux	N_d (KN)	B_c (cm²)	ν	Obs	Section corrigée (cm²)	ν	Obs
P10	192.707	$\pi(45/2)^2$	0.048	<0,3	$\pi(45/2)^2$	0.048	<0,3
P9	337.175	$\pi(45/2)^2$	0.085	<0,3	$\pi(45/2)^2$	0.085	<0,3
P8	497.775	$\pi(45/2)^2$	0.125	<0,3	$\pi(45/2)^2$	0.125	<0,3
P7	698.963	$\pi(50/2)^2$	0.142	<0,3	$\pi(50/2)^2$	0.142	<0,3
P6	908.497	$\pi(50/2)^2$	0.185	<0,3	$\pi(50/2)^2$	0.185	<0,3
P5	1123.296	$\pi(50/2)^2$	0.229	<0,3	$\pi(50/2)^2$	0.229	<0,3
P4	1346.089	$\pi(55/2)^2$	0.227	<0,3	$\pi(55/2)^2$	0.227	<0,3
P3	1573.325	$\pi(55/2)^2$	0.265	<0,3	$\pi(55/2)^2$	0.265	<0,3
P2	1836.367	$\pi(55/2)^2$	0.309	>0,3	$\pi(60/2)^2$	0.260	<0,3
P1	2234.496	$\pi(60/2)^2$	0.316	>0,3	$\pi(65/2)^2$	0.269	<0,3
R.D.C	3722.345	$\pi(60/2)^2$	0.527	>0,3	$\pi(80/2)^2$	0.296	<0,3

Tableau IV-12 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux circulaires.

✓ **Interprétation :**

L'effort normal réduit sous combinaisons sismiques n'est pas vérifié.

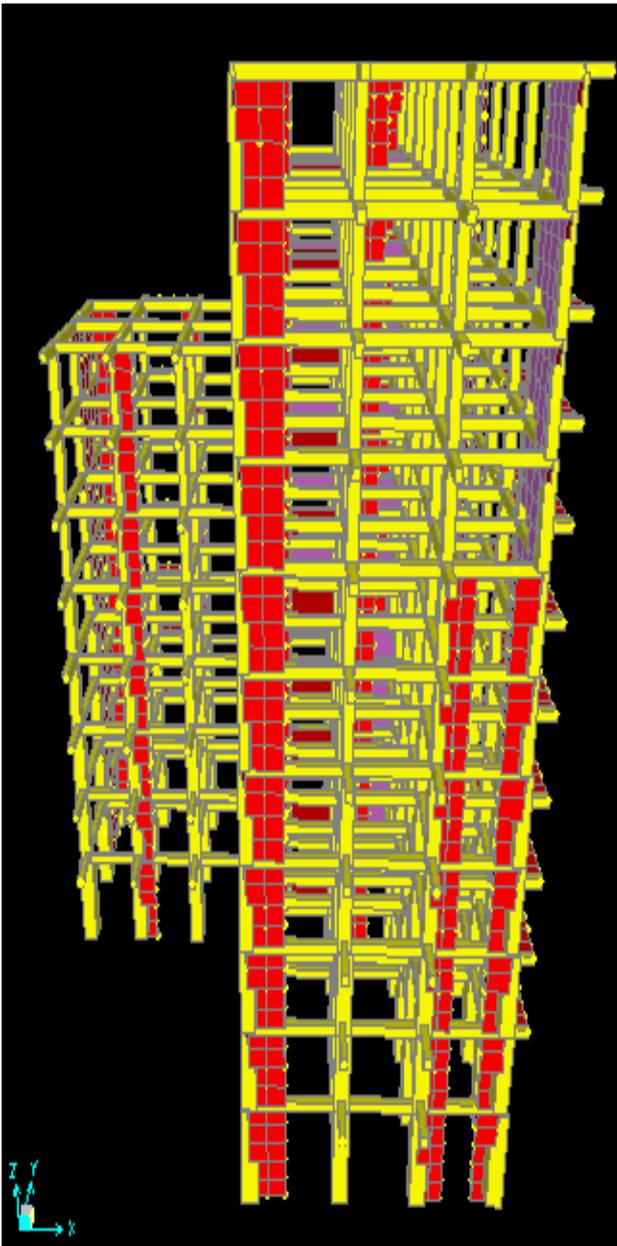
« **Donc il faut augmenter les sections des poteaux** »

➤ **Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications :**

- Afin de rendre les trois derniers étages moins rigides qu'ils ont été avant On a enlevé le voile X_6 dans le sens X et juste dans les quatre derniers étages, ainsi que le voile X_5 , et dans le sens Y, on a enlevé le voile Y_6 dans les trois derniers étages.
- l'épaisseur des voiles utilisés est égale à **e=20 cm**.
- Les sections des poteaux existants ont subi des modifications afin de vérifier l'effort normal réduit dans la structure.
- Les Sections des poutres adoptées :
 - * les poutres porteuses → (40 x 30) cm².
 - * les poutres non – porteuses → (40 x 30) cm².
- Les sections des poteaux adoptées (après la vérification de la raideur) :

ETAGE	Section carrée (a*b) cm ²	Section circulaire D (cm)
10	40x40	45
9	40x40	45
8	40x40	45
7	45x45	50
6	45x45	50
5	45x45	50
4	55x55	60
3	55x55	60
2	65x65	70
1	65x65	70
R.D.C	75x75	80

Tableau IV-13 : les sections des poteaux adoptées du modèle final après modifications.



*Fig. IV.5 : réduction des voiles X_5
et X_6 .*

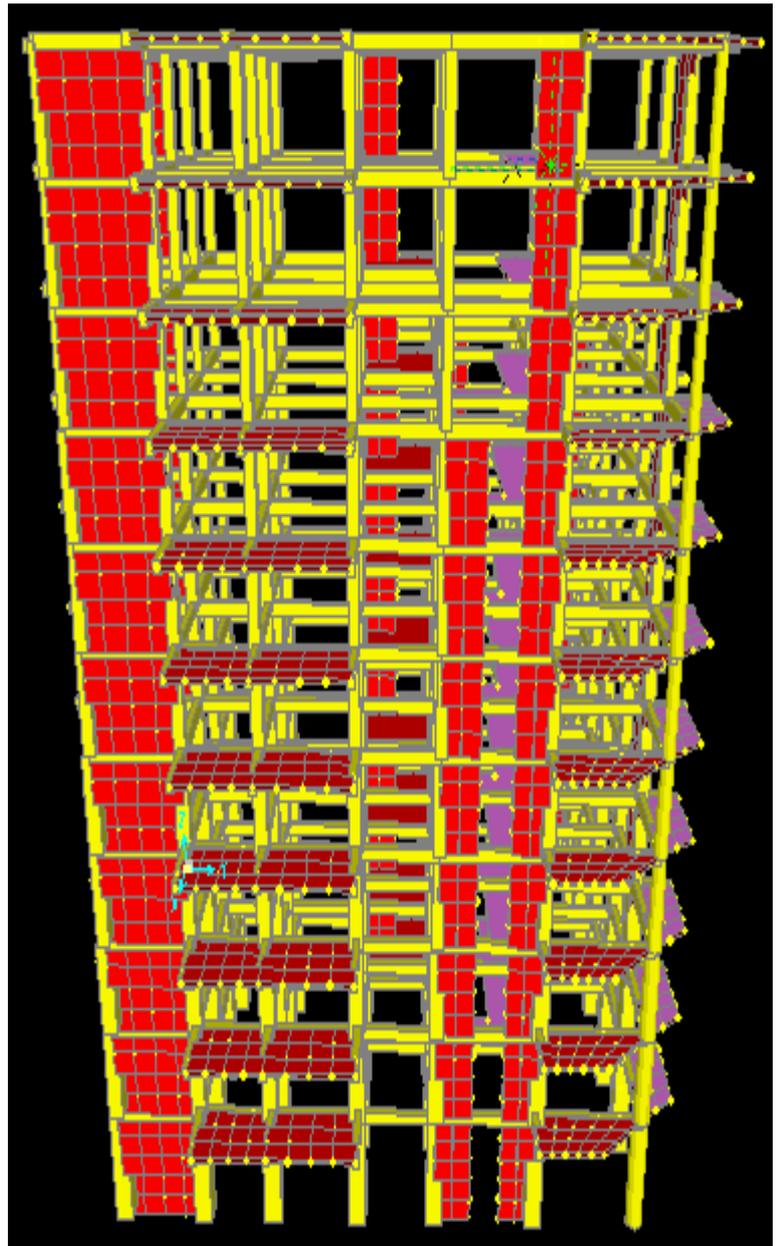


Fig. IV.6 : réduction du voile Y_6 .

1. Caractéristiques dynamiques propres :

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,015076	0,69666	0,00668	0,00002168	0,69666	0,00668	0,00002168
2	0,870764	0,00355	0,54178	0,00003357	0,70021	0,54846	0,00005525
3	0,593976	0,00645	0,10666	0,00000000226	0,70666	0,65511	0,00005525
4	0,353051	0,13542	0,00063	0,00000267	0,84208	0,65575	0,00005792
5	0,270381	0,00018	0,14336	0,00007122	0,84227	0,79911	0,00013
6	0,233901	0,00037	0,01286	0,000003728	0,84264	0,81198	0,00013
7	0,181641	0,06465	0,00013	0,00001513	0,90729	0,81211	0,00015
8	0,130848	0,00006748	0,08234	0,00024	0,90736	0,89445	0,00039
9	0,114986	0,00036	0,0123	0,00015	0,90772	0,90675	0,00054
10	0,108181	0,03484	0,0000128	0,00005002	0,94256	0,90676	0,00059
11	0,102252	0,00007664	0,000005709	0,18069	0,94264	0,90677	0,18128
12	0,097283	0,0003	0,0000007655	0,00046	0,94294	0,90677	0,18174

Tableau IV-14 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après modifications.

✦ Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- La période fondamentale $T = 1,015076 \text{ s} > 1.3 T_{fx} = 0.868\text{s}$.
- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x) à l'ordre de 69.66 %.
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (y) à l'ordre de 54.18 %.
- Le troisième mode est un mode de rotations.
- Le facteur de participation massique modale atteint presque **90%** à partir du mode 7 suivant l'axe (x) et mode 9 suivant l'axe (y).

2. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R}W$$

$W = 50915,463 \text{ KN}$ (d'après SAP2000) ; $R = 5$; $Q = 1,25$; $A = 0,25$.

$$\text{On a : } T_2 \leq (T_{fx} \text{ et } T_{fy}) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,668}\right)^{2/3} = 1,817$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left(\frac{0,5}{0,633}\right)^{2/3} = 1,884$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(1,817)(1,25)}{5} 50915,463 = 5782,087 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 4625,670 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,884)(1,25)}{5} 50915,463 = 5995,296 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 4796,237 \text{ kN}$$

3. Résultante des forces sismiques de calcul :

$$\text{D'après le fichier des résultats du SAP2000 on a : } \begin{cases} F_1 = V_t^x = 4037,512 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 3766,144 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

Donc il faudra calculer les rapports r_x et r_y :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1,146 \\ r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 1,274 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,146 \\ r_y = 1,274 \end{cases}$$

✦ D'après l'*RP A99 v2003*, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x ou r_y selon la direction.

4. Vérification des déplacements inter étages :

Données : $r_x = 1.146$; $r_y = 1.274$; $R = 5$.

plancher	δ_{ek}^x (cm)	r_x	δ_k^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	r_y	δ_k^y (cm)	Δ_K^X (cm)	Δ_K^Y (cm)	$\bar{\Delta}(cm)$	vérification
TERASSE	5.266	1.146	30.174	4.368	1.274	27.824	2.636	2.834	3.23	vérifié
10	4.806	1.146	27.538	3.923	1.274	24.990	2.893	3.007	3.23	vérifié
9	4.301	1.146	24.645	3.451	1.274	21.983	3.100	3.096	3.23	vérifié
8	3.760	1.146	21.545	2.965	1.274	18.887	3.094	3.019	3.23	vérifié
7	3.220	1.146	18.451	2.491	1.274	15.868	3.049	2.981	3.23	vérifié
6	2.688	1.146	15.402	2.023	1.274	12.887	3.123	2.918	3.23	vérifié
5	2.143	1.146	12.279	1.565	1.274	9.969	3.042	2.714	3.23	vérifié
4	1.612	1.146	9.237	1.139	1.274	7.255	2.963	2.490	3.23	vérifié
3	1.095	1.146	6.274	0.748	1.274	4.765	2.687	2.115	3.23	vérifié
2	0.626	1.146	3.587	0.416	1.274	2.650	2.235	1.650	3.23	vérifié
1	0.236	1.146	1.352	0.157	1.274	1.000	1.352	1.000	4.08	vérifié
R.D.C	0	1.146	0	0	1.274	0				

Tableau IV-15 : Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle final après modifications.

Constatation :

Toutes les vérifications sont dans les normes, cette disposition des voiles munis de ces sections adoptées seront considérées comme modèle final qui sera utilisé dans la suite de l'étude de cette structure.

7. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ :

Les effets ($P-\Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \ll \text{RPA99 version 2003} \gg [2]$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K".

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

h_K : Hauteur de l'étage "K".

- Si : $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets $P-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

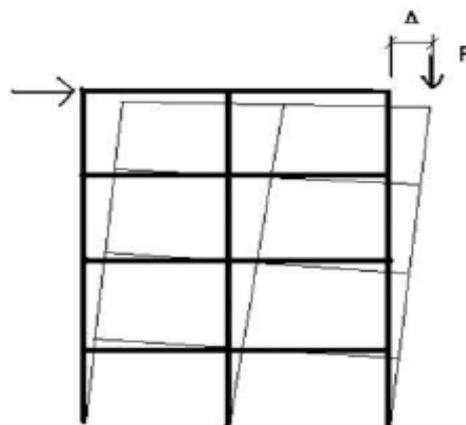


Fig. IV.7 : Le grand effort $P-\Delta$.

Niveaux	P_K (kN)	$\Delta_x \cdot 10^{-3}$ (m)	$\Delta_y \cdot 10^{-3}$ (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (m)	θ_x	θ_y	$\theta(x; y)$ $\leq 0,1$
RDC	50915.46	13.52	10.00	4037.51	3766.14	4.08	0.042	0.033	OK
1^{er}	44714.31	22.35	16.50	3945.10	3679.04	3.23	0.078	0.062	OK
2^{ème}	39388.38	26.87	21.15	3764.88	3506.18	3.23	0.087	0.074	OK
3^{ème}	34055.9	29.63	24.9	3527.64	3280.71	3.23	0.089	0.080	OK
4^{ème}	29054.70	30.42	27.14	3241.76	3036.70	3.23	0.084	0.080	OK
5^{ème}	24091.97	31.23	29.18	2908.38	2764.89	3.23	0.080	0.079	OK
6^{ème}	19427.359	30.49	29.81	2547.66	2443.84	3.23	0.072	0.073	OK
7^{ème}	14749.63	30.94	30.19	2132.90	2059.36	3.23	0.066	0.067	OK
8^{ème}	10364.58	31.00	30.96	1636.82	1636.372	3.23	0.061	0.061	OK
9^{ème}	6717.98	28.93	30.07	1237.20	1262.82	3.23	0.049	0.050	OK
10^{ème}	3500.50	26.36	28.34	714.44	737.89	3.23	0.040	0.042	OK

Tableau IV-16 : Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans les deux sens.

✓ **Interprétation :**

L'effet P- Δ est inférieur à 0,10, ce qui nous permet de dire que notre structure est stable et les effets de second ordre peuvent être négligés.

8. JUSTIFICATION DU CHOIX DU COEFFICIENT DE COMPORTEMENT :

Dans notre cas le système de contreventement choisit est un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) dont le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à 5. Ce système est défini dans *l'RPCA99 v2003* par les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, et ils reprennent conjointement avec les portiques les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles :**

L'effort normal total à la base de la structure : $P_{Tot} = 50915.46$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles : $P_{voiles} = 7922.4228$ kN.

$P_{voiles} / P_{Tot} = 15.56 \% < 20\%$.

Alors les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

➤ **Pourcentage des efforts tranchants dus aux charges horizontales reprises par les portiques :**

Sens x :

<i>Etage</i>	<i>V_{Tot} (kN)</i>	<i>V_{port} (kN)</i>	<i>V_{port} (%)</i>
RDC	4037.51	2583.98	64.00
1^{er}	3945.10	1904.06	48.26
2^{ème}	3764.88	2044.81	54.31
3^{ème}	3527.64	1721.41	48.80
4^{ème}	3241.76	1940.75	59.87
5^{ème}	2908.38	1391.11	47.83
6^{ème}	2547.66	1444.82	56.71
7^{ème}	2132.90	1488.42	69.78
8^{ème}	1636.82	755.00	46.13
9^{ème}	1237.20	662.50	53.55
10^{ème}	714.44	671.91	94.05

Tableau IV-17 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens x.

Sens y :

<i>Etage</i>	<i>V_{Tot} (kN)</i>	<i>V_{port} (kN)</i>	<i>V_{port} (%)</i>
RDC	3766.14	1871.67	49.70
1^{er}	3679.04	1024.56	27.85
2^{ème}	3506.18	1253.96	35.76
3^{ème}	3280.71	1088.89	33.19
4^{ème}	3036.70	1291.80	42.54
5^{ème}	2764.89	934.94	33.81
6^{ème}	2443.84	1017.66	41.64
7^{ème}	2059.36	1039.33	50.47
8^{ème}	1636.372	613.59	37.50
9^{ème}	1262.82	598.47	47.39
10^{ème}	737.89	656.58	88.98

Tableau IV-18 : Pourcentages des efforts tranchants dans le sens y

✓ **Interprétation :**

Etant donné d'après ces résultats que :

-les voiles de contreventement reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-les portiques reprennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25 % de l'effort tranchant dans chaque étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=5) est justifié.

9. Conclusion :

Nous avons commencé ce chapitre par une explication du principe de l'analyse dynamique et les différents étapes de modélisation d'une structure, après nous avons définie les différentes méthodes d'estimation de la force sismique et déterminer les paramètres du calcul sismique (période, modes propres, force sismique,). Ensuite nous avons fait une analyse dynamique et sismique pour plusieurs modèles et interpréter ses résultats.

Nous avons aussi fait les vérifications nécessaires telles que l'effort tranchant à la base qui doit dépasser 80% de l'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente et les déplacements inter-étages.

En premier lieu nous avons commencé par le modèle initial de pré-dimensionnement (modèle initial) dont la vérification de la période et les déplacements inter étages n'ont pas été satisfaits, ce qui nous a permis de conclure que la structure était très souple.

En deuxième lieu nous avons renforcé notre bâtiment en commençant par l'augmentation des sections des poutres et des poteaux munis de différentes dispositions des voiles de contreventement jusqu'à l'obtention du modèle finale dont il était d'une rigidité moyenne non souple et non rigide par rapport à la vérification des déplacements inter-étages.

Nous avons adopté ce modèle finale pour la suite de notre étude.

A la fin nous avons fait quelques vérifications réglementaires pour le modèle adopté (modèle finale) tel que :

- ✓ L'effort normal réduit.
 - ✓ L'effet de $P-\Delta$.
 - ✓ La justification du coefficient dynamique de comportement.
-
- Nous avons remarqué à ce niveau de l'étude qu'un désordre dans les déplacements inter-étages a été observé au niveau du décrochement du bâtiment.

Ce sont les éléments de la structure constituant le modèle finale qui seront ferrailés dans le chapitre qui suit.

1. INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **BAEL 91** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux :

-les poteaux.

-les poutres.

-les voiles.

2. FERRAILAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (due à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- 1) Section entièrement tendue SET.
- 2) Section entièrement comprimée SEC.
- 3) Section partiellement comprimée SPC.

2.1. COMBINAISON D'ACTION :

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V-1 : tableau des contraintes.

a- Situation durable :

☞ **Combinaisons selon le B.A.E.L 91 modifiés 99 :**

$$ELU : 1,35G + 1,5Q.$$

$$ELS : G + Q.$$

b- Situation accidentelle :

☞ **Combinaisons selon R.P.A.99 version 2003 :**

$$G + Q \pm E.$$

$$0,8G \pm E.$$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'efforts la plus défavorable :

- a) $N^{\max}, M^{\text{correspondant}}$.
- b) $M_2^{\max}, N^{\text{correspondant}}$.
- c) $M_3^{\max}, N^{\text{correspondant}}$.
- d) $N^{\min}, M^{\text{correspondant}}$.

2.2. RECOMMANDATIONS SELON LE B.A.E.L.91 MODIFIE 99 :

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement.} \\ 0,2\% \leq A_1/B \leq 5\% \end{array} \right.$$

B: section de béton.

2.3. RECOMMANDATIONS SELON R.P.A.99 VERSION 2003 :

Pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochet ; elles doivent avoir :

- Un diamètre minimal $\varnothing_1 = 12 \text{ mm}$.
- Une longueur minimale de recouvrement de $50 \varnothing_1$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La détermination de la section doit satisfaire les conditions suivantes :
 - En zone de recouvrement $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\%$
 - En zone courante $\implies 0,9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\%$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : La section du poteau.

- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

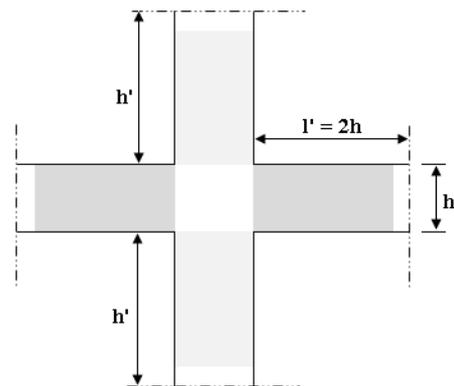


Fig. V.1 : la zone nodale.

2.4. RESULTATS DES EFFORTS ET FERRAILLAGE :

Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux donnés par le logiciel **SOCOTEC** sont regroupés dans les tableaux suivants :

Note :

-Pour les signes des efforts normaux : - compression.

+ Traction.

I. POTEAUX CARRÉS :**1. Situation durable :**

- Combinaison : $1,35G + 1,5Q$.

a) (N^{max}, M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	-3318,22	12,36	SEC	0	0	50.63
Etage 1	65x65	-2767,31	35,79	SEC	0	0	38.03
Etage 2	65x65	-2421,47	31,96	SEC	0	0	38.03
Etage 3	55x55	-2080,95	24,87	SEC	0	0	27.23
Etage 4	55x55	-1771,55	44,05	SEC	0	0	27.23
Etage 5	45x45	-1473,84	29,85	SEC	0	0	18.23
Etage 6	45x45	-1196,72	38,52	SEC	0	0	18.23
Etage 7	45x45	-928,31	39,92	SEC	0	0	18.23
Etage 8	40x40	-665,33	32,49	SEC	0	0	14.40
Etage 9	40x40	-444,33	3,88	SEC	0	0	14.40
Etage 10	40x40	-247,63	3,14	SEC	0	0	14.40

Tableau V-2 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}) .

b) (M_2^{max} , N^{corr}):

Niveaux	Sections (cm^2)	M_2^{max} (kN)	N^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	46,80	-2260,30	SEC	0	0	50.63
Etage 1	65x65	44,74	-2742,11	SEC	0	0	38.03
Etage 2	65x65	49,67	-1683,16	SEC	0	0	38.03
Etage 3	55x55	38,22	-1331,65	SEC	0	0	27.23
Etage 4	55x55	58,10	-1094,35	SEC	0	0	27.23
Etage 5	45x45	45,47	-877,28	SEC	0	0	18.23
Etage 6	45x45	53,89	-671,44	SEC	0	0	18.23
Etage 7	45x45	65,96	-480,48	SEC	0	0	18.23
Etage 8	40x40	45,78	-285,96	SEC	0	0	14.40
Etage 9	40x40	47,18	-177,47	SPC	0	1,29	14.40
Etage 10	40x40	49,57	-69,70	SPC	0	3,07	14.40

Tableau V-3 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_2^{max} , N^{corr}).

c) (M_3^{max}, N^{corr}):

Niveaux	Sections (cm^2)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	67,16	-3240,77	SEC	0	0	50.63
Etage 1	65x65	38,24	-1771,22	SEC	0	0	38.03
Etage 2	65x65	49,24	-1725,43	SEC	0	0	38.03
Etage 3	55x55	35,70	-1507,19	SEC	0	0	27.23
Etage 4	55x55	47,27	-1293,82	SEC	0	0	27.23
Etage 5	45x45	32,54	-1095,51	SEC	0	0	18.23
Etage 6	45x45	35,70	-922,89	SEC	0	0	18.23
Etage 7	45x45	36,41	-711,81	SEC	0	0	18.23
Etage 8	40x40	29,42	-529,11	SEC	0	0	14.40
Etage 9	40x40	29,95	-364,85	SEC	0	0	14.40
Etage 10	40x40	37,56	-141,56	SPC	0	0,96	14.40

Tableau V-4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_3^{max}, N^{corr}).

d) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{min} (kN)	M^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	-874,82	14,75	SEC	0	0	50.63
Etage 1	65x65	-746,97	2,95	SEC	0	0	38.03
Etage 2	65x65	-620,04	2,12	SEC	0	0	38.03
Etage 3	55x55	-506,21	2,39	SEC	0	0	27.23
Etage 4	55x55	-392,76	4,09	SEC	0	0	27.23
Etage 5	45x45	-291,14	3,40	SEC	0	0	18.23
Etage 6	45x45	-190,33	4,93	SEC	0	0	18.23
Etage 7	45x45	-91,02	3,93	SEC	0	0	18.23
Etage 8	40x40	-245,98	13,18	SEC	0	0	14.40
Etage 9	40x40	-161,85	13,94	SEC	0	0	14.40
Etage 10	40x40	-69,70	49,57	SPC	0	3,07	14.40

Tableau V-5 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min} , M^{corr}).

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $G + Q + E$.

a) (N^{max} , M^{corr}) :

Niveaux	Sectio ns (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	-3878,59	263,67	SEC	0	0	50.63
Etage 1	65x65	-2609,22	198,44	SEC	0	0	38.03
Etage 2	65x65	-2179,87	209,41	SEC	0	0	38.03
Etage 3	55x55	-1763,51	151,76	SEC	0	0	27.23
Etage 4	55x55	-1403,77	155,48	SEC	0	0	27.23
Etage 5	45x45	-1176,33	105,97	SEC	0	0	18.23
Etage 6	45x45	-963,41	131,60	SEC	0	0	18.23
Etage 7	45x45	-756,91	134,45	SEC	0	0	18.23
Etage 8	40x40	-554,31	102,36	SPC	0	1,15	14.40
Etage 9	40x40	-362,98	107,20	SPC	0	3,66	14.40
Etage 10	40x40	-194,30	52,08	SPC	0	1,20	14.40

Tableau V-6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

b) (M_2^{max}, N^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	M_2^{max} (kN)	N^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	220,43	-1038,28	SEC	0	0	50.63
Etage 1	65x65	125,14	-903,88	SEC	0	0	38.03
Etage 2	65x65	147,53	-1874,14	SEC	0	0	38.03
Etage 3	55x55	117,99	-1634,72	SEC	0	0	27.23
Etage 4	55x55	165,71	-501,35	SPC	0	2,31	27.23
Etage 5	45x45	119,30	-432,81	SPC	0	2,42	18.23
Etage 6	45x45	129,38	-363,07	SPC	0	3,99	18.23
Etage 7	45x45	143,37	-295,16	SPC	0	5,81	18.23
Etage 8	40x40	110,05	-229,21	SPC	0	5,42	14.40
Etage 9	40x40	107,82	-204,57	SPC	0	5,52	14.40
Etage 10	40x40	133,48	-80,29	SPC	0	9,11	14.40

Tableau V-7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr}).

c) (M_3^{max} , N^{corr}):

Niveaux	Sections (cm^2)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	347,09	-223,06	SPC	0	10,31	50.63
Etage 1	65x65	239,15	-146,37	SPC	0	8,63	38.03
Etage 2	65x65	243.83	-83.17	SEC	0	9.67	38.03
Etage 3	55x55	197,09	-71,20	SPC	0	9,48	27.23
Etage 4	55x55	253,00	-60,44	SPC	0	12,77	27.23
Etage 5	45x45	167,55	-52,75	SPC	0	10,46	18.23
Etage 6	45x45	164,57	-38,21	SPC	0	10,42	18.23
Etage 7	45x45	207,83	-23,07	SPC	0	13,76	18.23
Etage 8	40x40	108,05	-159,71	SPC	0	6,07	14.40
Etage 9	40x40	100,54	-112,55	SPC	0	6,02	14.40
Etage 10	40x40	121,32	-61,79	SPC	0	8,32	14.40

Tableau V-8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max} , N^{corr}).

d) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{min} (kN)	M^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	-85,31	69,36	SPC	0	1,41	50.63
Etage 1	65x65	-53,41	47,16	SPC	0	1,29	38.03
Etage 2	65x65	-43,62	91,07	SPC	0	3,34	38.03
Etage 3	55x55	-51,11	79,54	SPC	0	3,40	27.23
Etage 4	55x55	-46,31	65,02	SPC	0	2,70	27.23
Etage 5	45x45	-39,51	50,39	SPC	0	2,64	18.23
Etage 6	45x45	-28,58	44,28	SPC	0	2,40	18.23
Etage 7	45x45	-17,73	69,46	SPC	0	4,17	18.23
Etage 8	40x40	-28,36	92,83	SPC	0	6,45	14.40
Etage 9	40x40	-23,33	91,32	SPC	0	6,39	14.40
Etage 10	40x40	-5,95	98,70	SPC	0	7,19	14.40

Tableau V-9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

- Combinaison : $0,8G + E$.

a) (N^{max} , M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	+196,85	50,59	SET	0,35	4,57	50.63
Etage 1	65x65	+165,42	128,31	SPC	0	7,82	38.03
Etage 2	65x65	+135,97	88,90	SPC	0	5,70	38.03
Etage 3	55x55	+104,79	77,58	SPC	0	5,41	27.23
Etage 4	55x55	+73,57	109,95	SPC	0	6,67	27.23
Etage 5	45x45	+41,93	76,57	SPC	0	5,43	18.23
Etage 6	45x45	+22,32	81,51	SPC	0	5,49	18.23
Etage 7	45x45	+12,21	86,66	SPC	0	5,70	18.23
Etage 8	40x40	+33,43	81,09	SPC	0	6,33	14.40
Etage 9	40x40	+13,59	79,14	SPC	0	5,58	14.40
Etage 10	40x40	-146,36	109,26	SPC	0	6,33	14.40

Tableau V-10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

b) (M_2^{max} , N^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	M_2^{max} (kN)	N^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	217,03	-413,92	SPC	0	2,66	50.63
Etage 1	65x65	122,23	-322,29	SPC	0	0,99	38.03
Etage 2	65x65	139.90	-270.56	SEC	0	2.47	38.03
Etage 3	55x55	113,01	-209,84	SPC	0	3,08	27.23
Etage 4	55x55	163,85	-183,39	SPC	0	6,20	27.23
Etage 5	45x45	117,57	-164,83	SPC	0	5,54	18.23
Etage 6	45x45	127,04	-144,14	SPC	0	6,46	18.23
Etage 7	45x45	140,48	-123,82	SPC	0	7,66	18.23
Etage 8	40x40	107,87	-104,40	SPC	0	6,71	14.40
Etage 9	40x40	103,65	-78,43	SPC	0	6,69	14.40
Etage 10	40x40	129,39	-47,37	SPC	0	9,15	14.40

Tableau V-11 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max} , N^{corr}).

c) (M_3^{max} , N^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	344,91	+50,80	SPC	0	13,83	50.63
Etage 1	65x65	237,89	+82,10	SPC	0	11,57	38.03
Etage 2	65x65	243,35	+71,70	SPC	0	11,68	38.03
Etage 3	55x55	194,11	+74,10	SPC	0	11,19	27.23
Etage 4	55x55	247,85	+50,38	SPC	0	13,87	27.23
Etage 5	45x45	163,56	+25,92	SPC	0	11,13	18.23
Etage 6	45x45	159,79	+10,46	SPC	0	10,67	18.23
Etage 7	45x45	202,36	-3,53	SPC	0	13,58	18.23
Etage 8	40x40	108,34	-81,66	SPC	0	7,02	14.40
Etage 9	40x40	100,60	-62,16	SPC	0	6,64	14.40
Etage 10	40x40	120,72	-38,56	SPC	0	8,55	14.40

Tableau V-12 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max} , N^{corr}).

d) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{min} (kN)	M^{corr} ($kN.m$)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm^2)
RDC	75x75	-20,51	291,56	SPC	0	10,79	50.63
Etage 1	65x65	+20,97	120,70	SPC	0	5,52	38.03
Etage 2	65x65	-41,36	135,32	SPC	0	5,33	38.03
Etage 3	55x55	-3,70	157,87	SPC	0	8,20	27.23
Etage 4	55x55	-71,26	193,03	SPC	0	9,26	27.23
Etage 5	45x45	-92,75	89,12	SPC	0	4,50	18.23
Etage 6	45x45	-2,62	149,24	SPC	0	9,77	18.23
Etage 7	45x45	-0,16	70,10	SPC	0	4,45	18.23
Etage 8	40x40	+2,35	70,65	SPC	0	5,14	14.40
Etage 9	40x40	-8,07	69,04	SPC	0	4,88	14.40
Etage 10	40x40	-4,26	32,53	SPC	0	2,24	14.40

Tableau V-13 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

II. POTEAUX CIRCULAIRES :

1. Situation durable :

- Combinaison : $1,35G + 1,5Q$.

a) (N^{max} , M^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	-1625,24	16,09	SEC	0	45.24
Etage 1	70	-1437,33	29,66	SEC	0	34.64
Etage 2	70	-1273,47	25,65	SEC	0	34.64
Etage 3	60	-1110,97	20,93	SEC	0	25.45
Etage 4	60	-959,65	27,37	SEC	0	25.45
Etage 5	50	-809,94	19,42	SEC	0	17.67
Etage 6	50	-670,93	24,36	SEC	0	17.67
Etage 7	50	-532,57	24,49	SEC	0	17.67
Etage 8	45	-395,09	21,54	SEC	0	14.31
Etage 9	45	-263,10	22,82	SEC	0	14.31
Etage 10	45	-130,91	29,18	SPC	0,66	14.31

Tableau V-14 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max} , M^{corr}).

b) (M_2^{max} , N^{corr}):

Niveaux	Diamètre (cm)	M_2^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	16,45	-1556,02	SEC	0	45.24
Etage 1	70	29,66	-1437,33	SEC	0	34.64
Etage 2	70	27,10	-1231,52	SEC	0	34.64
Etage 3	60	20,95	-1080,15	SEC	0	25.45
Etage 4	60	28,10	-928,83	SEC	0	25.45
Etage 5	50	21,43	-788,54	SEC	0	17.67
Etage 6	50	24,36	-670,93	SEC	0	17.67
Etage 7	50	24,87	-511,17	SEC	0	17.67
Etage 8	45	22,57	-377,76	SEC	0	14.31
Etage 9	45	22,82	-263,10	SEC	0	14.31
Etage 10	45	41,15	-113,57	SPC	3,24	14.31

Tableau V-15 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_2^{max} , N^{corr}).

c) (M_3^{max} , N^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	11,60	-1625,24	SEC	0	45.24
Etage 1	70	15,43	-1437,33	SEC	0	34.64
Etage 2	70	8,50	-1231,52	SEC	0	34.64
Etage 3	60	6,05	-1080,15	SEC	0	25.45
Etage 4	60	6,70	-928,83	SEC	0	25.45
Etage 5	50	4,26	-788,54	SEC	0	17.67
Etage 6	50	3,75	-670,93	SEC	0	17.67
Etage 7	50	3,83	-532,57	SEC	0	17.67
Etage 8	45	2,04	-377,76	SEC	0	14.31
Etage 9	45	0,99	-263,10	SEC	0	14.31
Etage 10	45	3,12	-113,57	SEC	0	14.31

Tableau V-16 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_3^{max} , N^{corr}).

d) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	-1556,03	16,45	SEC	0	45.24
Etage 1	70	-1395,38	23,00	SEC	0	34.64
Etage 2	70	-1231,52	27,10	SEC	0	34.64
Etage 3	60	-1080,15	20,95	SEC	0	25.45
Etage 4	60	-928,83	28,10	SEC	0	25.45
Etage 5	50	-788,54	21,43	SEC	0	17.67
Etage 6	50	-649,52	22,27	SEC	0	17.67
Etage 7	50	-511,17	24,87	SEC	0	17.67
Etage 8	45	-377,76	22,57	SEC	0	14.31
Etage 9	45	-245,76	19,58	SEC	0	14.31
Etage 10	45	-113,57	41,15	SPC	3,24	14.31

Tableau V-17 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{min} , M^{corr}).

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $G + Q + E$.

a) (N^{max}, M^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	-1740,99	220,02	SEC	0	45.24
Etage 1	70	-1564,38	91,97	SEC	0	34.64
Etage 2	70	-1390,40	77,59	SEC	0	34.64
Etage 3	60	-1212,74	59,33	SEC	0	25.45
Etage 4	60	-1041,84	61,87	SEC	0	25.45
Etage 5	50	-874,29	45,88	SEC	0	17.67
Etage 6	50	-718,97	50,52	SEC	0	17.67
Etage 7	50	-566,99	44,63	SEC	0	17.67
Etage 8	45	-416,34	44,93	SEC	0	14.31
Etage 9	45	-270,50	41,65	SEC	0	14.31
Etage 10	45	-129,45	39,92	SPC	2,07	14.31

Tableau V-18 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).

b) (M_2^{max} , N^{corr}) :

<i>Niveaux</i>	<i>Diamètre (cm)</i>	M_2^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	<i>Sollicitation</i>	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	164,40	-617,29	SEC	0	45.24
Etage 1	70	84,78	-520,40	SEC	0	34.64
Etage 2	70	79,90	-456,56	SEC	0	34.64
Etage 3	60	64,33	-398,36	SEC	0	25.45
Etage 4	60	75,48	-349,95	SEC	0	25.45
Etage 5	50	60,17	-858,43	SEC	0	17.67
Etage 6	50	66,92	-254,62	SPC	1,81	17.67
Etage 7	50	66,96	-206,33	SPC	3,03	17.67
Etage 8	45	57,48	-157,99	SPC	4,01	14.31
Etage 9	45	58,41	-112,95	SPC	5,31	14.31
Etage 10	45	91,03	-116,61	SPC	10,52	14.31

Tableau V-19 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max} , N^{corr}).

c) (M_3^{max}, N^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	M_3^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	236,92	-617,29	SPC	2,32	45.24
Etage 1	70	114,52	-520,40	SEC	0	34.64
Etage 2	70	86,63	-456,56	SEC	0	34.64
Etage 3	60	66,86	-398,36	SEC	0	25.45
Etage 4	60	76,78	-1019,01	SEC	0	25.45
Etage 5	50	58,75	-858,43	SEC	0	17.67
Etage 6	50	56,12	-254,62	SPC	0,33	17.67
Etage 7	50	50,37	-206,33	SPC	0,79	17.67
Etage 8	45	47,42	-157,99	SPC	2,47	14.31
Etage 9	45	43,22	-112,95	SPC	2,97	14.31
Etage 10	45	52,51	-49,95	SPC	6.00	14.31

Tableau V-20 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max}, N^{corr}).

d) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	-566,02	26,93	SEC	0	45.24
Etage 1	70	-489,32	24,87	SEC	0	34.64
Etage 2	70	-425,48	53,46	SEC	0	34.64
Etage 3	60	-375,53	54,42	SEC	0	25.45
Etage 4	60	-327,12	66,87	SEC	0	25.45
Etage 5	50	-284,64	52,41	SEC	0	17.67
Etage 6	50	-238,76	52,90	SPC	0,30	17.67
Etage 7	50	-190,47	48,96	SPC	1,01	17.67
Etage 8	45	-145,14	46,71	SPC	2,69	14.31
Etage 9	45	-100,10	42,70	SPC	3,22	14.31
Etage 10	45	-49,95	52,51	SPC	6.00	14.31

Tableau V-21 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

- Combinaison : $0,8G + E$.

a) (N^{max}, M^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	-1327,02	222,73	SEC	0	45.24
Etage 1	70	-1195,33	95,37	SEC	0	34.64
Etage 2	70	-1062,91	78,88	SEC	0	34.64
Etage 3	60	-926,41	60,32	SEC	0	25.45
Etage 4	60	-794,93	62,96	SEC	0	25.45
Etage 5	50	-666,35	46,40	SEC	0	17.67
Etage 6	50	-548,24	50,92	SEC	0	17.67
Etage 7	50	-433,22	44,99	SEC	0	17.67
Etage 8	45	-319,33	44,91	SEC	0	14.31
Etage 9	45	-209,37	41,44	SPC	0,27	14.31
Etage 10	45	-104,15	39,50	SPC	2,65	14.31

Tableau V-22 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max} , M^{corr}).

b) (M_2^{max}, N^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	M_2^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	160,04	-203,31	SPC	6,57	45.24
Etage 1	70	76,87	-151,35	SPC	2,45	34.64
Etage 2	70	72,87	-129,07	SPC	2,67	34.64
Etage 3	60	58,70	-112,04	SPC	2,84	25.45
Etage 4	60	68,17	-103,04	SPC	4,06	25.45
Etage 5	50	50,87	-92,56	SPC	3,75	17.67
Etage 6	50	60,49	-83,89	SPC	5,26	17.67
Etage 7	50	60,52	-72,55	SPC	5,56	17.67
Etage 8	45	51,89	-60,97	SPC	5,63	14.31
Etage 9	45	52,35	-51,81	SPC	5,93	14.31
Etage 10	45	82,34	-93,87	SPC	9,64	14.31

Tableau V-23 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_2^{max}, N^{corr}).

c) (M_3^{max} , N^{corr}) :

<i>Niveaux</i>	<i>Diamètre (cm)</i>	M_3^{max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	<i>Sollicitation</i>	A_s^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	234,21	-203,31	SPC	12,62	45.24
Etage 1	70	111,12	-151,35	SPC	5,50	34.64
Etage 2	70	85,34	-129,07	SPC	3,76	34.64
Etage 3	60	65,88	-112,04	SPC	3,59	25.45
Etage 4	60	70,07	-103,04	SPC	4,26	25.45
Etage 5	50	52,95	-79,88	SPC	4,34	17.67
Etage 6	50	55,72	-83,89	SPC	4,61	17.67
Etage 7	50	50,01	-72,55	SPC	4,15	17.67
Etage 8	45	47,44	-60,97	SPC	4,95	14.31
Etage 9	45	43,44	-51,81	SPC	4,58	14.31
Etage 10	45	52,24	-27,22	SPC	6,55	14.31

Tableau V-24 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_3^{max} , N^{corr}).

d) (N^{min} , M^{corr}) :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	As^{tot} (cm ²)	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm ²)
RDC	80	-162,29	26,19	SEC	0	45.24
Etage 1	70	-126,49	26,67	SEC	0	34.64
Etage 2	70	-104,21	55,03	SPC	1,78	34.64
Etage 3	60	-93,77	55,46	SPC	2,97	25.45
Etage 4	60	-84,78	67,91	SPC	4,50	25.45
Etage 5	50	-79,88	52,95	SPC	4,34	17.67
Etage 6	50	-71,20	53,08	SPC	4,59	17.67
Etage 7	50	-59,87	49,19	SPC	4,38	17.67
Etage 8	45	-50,70	46,70	SPC	5,10	14.31
Etage 9	45	-41,54	42,45	SPC	4,70	14.31
Etage 10	45	-27,22	52,24	SPC	6,55	14.31

Tableau V-25 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{min} , M^{corr}).

2.5. CHOIX DES ARMATURES :

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par les combinaisons sismiques $(0,8G \pm E)$ et $(G + Q + E)$.

❖ POTEAUX CARREE :

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} RPA (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	75x75	13.83	50.63	168.75	337.5	4T25+12T20	57.34
Etage 1	65x65	11.57	38.03	126.75	253.5	4T25+8T20	44.77
Etage 2	65x65	11.68	38.03	126.75	253.5	4T25+8T20	44.77
Etage 3	55x55	11.19	27.23	90.75	181.5	4T25+8T20	44.77
Etage 4	55x55	13.87	27.23	90.75	181.5	4T25+8T20	44.77
Etage 5	45x45	11.13	18.23	60.75	121.5	4T25+8T16	35.72
Etage 6	45x45	10.67	18.23	60.75	121.5	4T25+8T16	35.72
Etage 7	45x45	13.76	18.23	60.75	121.5	4T25+8T16	35.72
Etage 8	40x40	7.02	14.40	48	96	8T20	25.13
Etage 9	40x40	6.69	14.40	48	96	8T20	25.13
Etage 10	40x40	9.15	14.40	48	96	8T20	25.13

Tableau V-26 : choix des armatures des poteaux carrés.

❖ POTEAUX CIRCULAIRES :

Niveaux	Diamètre (cm)	$A_s^{cal\ tot}$ (cm ²)	$A_s^{min\ RPA}$ (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	80	12.62	45.24	150.80	301.59	16T20	50.27
Etage 1	70	5.50	34.64	115.45	230.91	12T20	37.70
Etage 2	70	3.76	34.64	115.45	230.91	12T20	37.70
Etage 3	60	3.59	25.45	84.82	169.65	10T20	31.42
Etage 4	60	4.50	25.45	84.82	169.65	10T20	31.42
Etage 5	50	4.34	17.67	58.90	117.81	10T16	20.11
Etage 6	50	5.26	17.67	58.90	117.81	10T16	20.11
Etage 7	50	5.56	17.67	58.90	117.81	10T16	20.11
Etage 8	45	5.63	14.31	47.71	95.43	8T16	16.08
Etage 9	45	5.93	14.31	47.71	95.43	8T16	16.08
Etage 10	45	10.52	14.31	47.71	95.43	8T16	16.08

Tableau V-27 : choix des armatures des poteaux circulaires.

2.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{ser} , N^{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

• **Acier :**

-Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

-Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

-Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.6$ MPa.

-Dans le cas d'une **S.E.C** :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc}^{max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec:

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot V_1$$

Il y'a pas lieu de vérifier la contrainte des aciers σ_s .

-Dans le cas d'une **S.P.C** :

Il faut vérifier que :
$$\begin{cases} \sigma_{bc}^{max} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{S2} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

Avec:

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - C_1) - 15 A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{S2} = 15 \sigma_{bc}^{max} \frac{d - y_1}{y_1}$$

Les résultats des contraintes des poteaux donnés par le logiciel **SOCOTEC** sont regroupés dans les tableaux suivants :

I. POTEAUX CARRÉS :

a) N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{corr} :

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{ser}_{max} (kN)	M^{ser}_{corr} (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	-2430,46	9,11	SEC	-	201.6	4,03	15	vérifié
Etage 1	65x65	-2013,27	25,89	SEC	-	201.6	4,74	15	vérifié
Etage 2	65x65	-1761,76	23,08	SEC	-	201.6	4,16	15	vérifié
Etage 3	55x55	-1514,10	17,97	SEC	-	201.6	4,81	15	vérifié
Etage 4	55x55	-1289,49	31,95	SEC	-	201.6	4,56	15	vérifié
Etage 5	45x45	-1072,88	21,65	SEC	-	201.6	5,42	15	vérifié
Etage 6	45x45	-871,37	27,94	SEC	-	201.6	4,89	15	vérifié
Etage 7	45x45	-676,18	28,96	SEC	-	201.6	4,14	15	vérifié
Etage 8	40x40	-484,94	23,57	SEC	-	201.6	4,23	15	vérifié
Etage 9	40x40	-324,55	2,71	SEC	-	201.6	1,91	15	vérifié
Etage 10	40x40	-181,13	2,21	SEC	-	201.6	1,12	15	vérifié

Tableau V-28 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{corr}).

b) $M_2^{ser_{max}}$; $N^{ser_{corr}}$:

Niveaux	Sections (cm ²)	$M_2^{ser_{max}}$ (KN.m)	$N^{ser_{corr}}$ (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	34,01	-1647,32	SEC	-	201.6	3,06	15	vérifié
Etage 1	65x65	32,46	-1995,85	SEC	-	201.6	4,82	15	vérifié
Etage 2	65x65	36,11	-1226,44	SEC	-	201.6	3,25	15	vérifié
Etage 3	55x55	27,59	-971,15	SEC	-	201.6	3,53	15	vérifié
Etage 4	55x55	41,99	-798,16	SEC	-	201.6	3,43	15	vérifié
Etage 5	45x45	32,90	-640,05	SEC	-	201.6	4,18	15	vérifié
Etage 6	45x45	39,01	-490,16	SEC	-	201.6	3,85	15	vérifié
Etage 7	45x45	47,83	-351,12	SPC	10,40	201.6	3,84	15	vérifié
Etage 8	40x40	33,21	-209,04	SPC	25,80	201.6	3,80	15	vérifié
Etage 9	40x40	34,21	-129,94	SPC	54,40	201.6	3,79	15	vérifié
Etage 10	40x40	36,06	-51,39	SPC	94,10	201.6	3,78	15	vérifié

Tableau V-29 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée ($M_2^{ser_{max}}$; $N^{ser_{corr}}$).

c) $M_3^{ser_{max}}$; $N^{ser_{corr}}$:

Niveaux	Sections (cm^2)	$M_3^{ser_{max}}$ (KN.m)	$N^{ser_{corr}}$ (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	49,09	-2373,09	SEC	-	201.6	4,41	15	vérifié
Etage 1	65x65	27,94	-1292,51	SEC	-	201.6	3,25	15	vérifié
Etage 2	65x65	35,36	-1253,96	SEC	-	201.6	3,30	15	vérifié
Etage 3	55x55	25,63	-1095,39	SEC	-	201.6	3,83	15	vérifié
Etage 4	55x55	33,95	-940,35	SEC	-	201.6	3,62	15	vérifié
Etage 5	45x45	23,36	-796,39	SEC	-	201.6	4,37	15	vérifié
Etage 6	45x45	25,28	-655,06	SEC	-	201.6	3,88	15	vérifié
Etage 7	45x45	26,11	-517,86	SEC	-	201.6	3,36	15	vérifié
Etage 8	40x40	21,12	-385,30	SEC	-	201.6	3,53	15	vérifié
Etage 9	40x40	21,46	-266,40	SEC	-	201.6	2,92	15	vérifié
Etage 10	40x40	28,91	-124,62	SPC	40,40	201.6	3,22	15	vérifié

Tableau V-30 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée ($M_3^{ser_{max}}$; $N^{ser_{corr}}$).

d) N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{corr} :

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{ser}_{min} (kN)	M^{ser}_{corr} (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	-640,50	10,75	SEC	-	201.6	1,16	15	vérifié
Etage 1	65x65	-546,83	2,15	SEC	-	201.6	1,20	15	vérifié
Etage 2	65x65	-453,82	1,54	SEC	-	201.6	0,99	15	vérifié
Etage 3	55x55	-370,51	1,73	SEC	-	201.6	1,10	15	vérifié
Etage 4	55x55	-287,46	2,96	SEC	-	201.6	0,90	15	vérifié
Etage 5	45x45	-213,17	2,46	SEC	-	201.6	0,99	15	vérifié
Etage 6	45x45	-139,46	3,58	SEC	-	201.6	0,74	15	vérifié
Etage 7	45x45	-66,84	2,80	SEC	-	201.6	0,41	15	vérifié
Etage 8	40x40	-179,86	9,62	SEC	-	201.6	1,63	15	vérifié
Etage 9	40x40	-118,42	10,18	SEC	-	201.6	1,35	15	vérifié
Etage 10	40x40	-51,39	36,06	SPC	94,1	201.6	3,78	15	vérifié

Tableau V-31 : vérification des contraintes pour les poteaux carrée (N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{corr}).

II. POTEAUX CIRCULAIRES :

a) N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{corr} :

Niveaux	Diamètre (cm)	N^{ser}_{max} (kN)	M^{ser}_{corr} (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	80	-1179,14	11,64	SEC	-	201.6	2,25	15	vérifié
Etage 1	70	-1042,39	21,47	SEC	-	201.6	2,92	15	vérifié
Etage 2	70	-923,48	18,54	SEC	-	201.6	2,57	15	vérifié
Etage 3	60	-805,55	15,15	SEC	-	201.6	3,05	15	vérifié
Etage 4	60	-695,89	19,81	SEC	-	201.6	2,90	15	vérifié
Etage 5	50	-587,39	14,06	SEC	-	201.6	3,57	15	vérifié
Etage 6	50	-486,79	17,64	SEC	-	201.6	3,37	15	vérifié
Etage 7	50	-386,66	17,74	SEC	-	201.6	2,93	15	vérifié
Etage 8	45	-287,16	15,61	SEC	-	201.6	3,05	15	vérifié
Etage 9	45	-191,73	16,52	SPC	4,47	201.6	2,68	15	vérifié
Etage 10	45	-96,12	21,24	SPC	50,82	201.6	3,50	15	vérifié

Tableau V-32 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires (N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{corr}).

b) $M_2^{ser_{max}}$; $N^{ser_{corr}}$:

Niveaux	diamètre (cm)	$M_2^{ser_{max}}$ (KN.m)	$N^{ser_{corr}}$ (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	80	11,88	-1127,87	SEC	-	201.6	2,16	15	vérifié
Etage 1	70	21,47	-1042,39	SEC	-	201.6	2,92	15	vérifié
Etage 2	70	19,61	-892,40	SEC	-	201.6	2,53	15	vérifié
Etage 3	60	15,16	-782,72	SEC	-	201.6	2,98	15	vérifié
Etage 4	60	20,34	-673,06	SEC	-	201.6	2,85	15	vérifié
Etage 5	50	15,52	-571,54	SEC	-	201.6	3,60	15	vérifié
Etage 6	50	17,64	-486,79	SEC	-	201.6	3,37	15	vérifié
Etage 7	50	18,01	-370,80	SEC	-	201.6	2,88	15	vérifié
Etage 8	45	16,37	-274,32	SEC	-	201.6	3,05	15	vérifié
Etage 9	45	16,52	-191,73	SPC	4,47	201.6	2,68	15	vérifié
Etage 10	45	30,11	-83,28	SPC	103,54	201.6	5,16	15	vérifié

Tableau V-33 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires ($M_2^{ser_{max}}$; $N^{ser_{corr}}$).

c) $M_3^{ser\ max}$; $N^{ser\ corr}$:

Niveaux	diamètre (cm)	$M_3^{ser\ max}$ (KN.m)	$N^{ser\ corr}$ (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	80	8,45	-1179,14	SEC	-	201.6	2,19	15	vérifié
Etage 1	70	11,27	-1042,39	SEC	-	201.6	2,66	15	vérifié
Etage 2	70	6,25	-892,40	SEC	-	201.6	2,19	15	vérifié
Etage 3	60	4,46	-782,72	SEC	-	201.6	2,56	15	vérifié
Etage 4	60	4,95	-673,06	SEC	-	201.6	2,25	15	vérifié
Etage 5	50	3,17	-571,54	SEC	-	201.6	2,76	15	vérifié
Etage 6	50	2,80	-486,79	SEC	-	201.6	2,35	15	vérifié
Etage 7	50	2,87	-386,66	SEC	-	201.6	1,91	15	vérifié
Etage 8	45	1,55	-274,32	SEC	-	201.6	1,65	15	vérifié
Etage 9	45	0,78	-191,72	SEC	-	201.6	1,13	15	vérifié
Etage 10	45	2,42	-83,28	SEC	-	201.6	0,69	15	vérifié

Tableau V-34 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires ($M_3^{ser\ max}$; $N^{ser\ corr}$).

d) N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{corr} :

Niveaux	diamètre (cm)	N^{ser}_{min} (kN)	M^{ser}_{corr} (kN.m)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC	80	-1127,87	11,88	SEC	-	201.6	2,16	15	vérifié
Etage 1	70	-1011,31	16,66	SEC	-	201.6	2,72	15	vérifié
Etage 2	70	-892,40	19,61	SEC	-	201.6	2,53	15	vérifié
Etage 3	60	-782,72	15,16	SEC	-	201.6	2,98	15	vérifié
Etage 4	60	-673,06	20,34	SEC	-	201.6	2,85	15	vérifié
Etage 5	50	-571,54	15,52	SEC	-	201.6	3,60	15	vérifié
Etage 6	50	-470,94	16,13	SEC	-	201.6	3,20	15	vérifié
Etage 7	50	-370,80	18,01	SEC	-	201.6	2,88	15	vérifié
Etage 8	45	-274,32	16,37	SEC	-	201.6	3,05	15	vérifié
Etage 9	45	-178,88	14,14	SPC	2.00	201.6	2,35	15	vérifié
Etage 10	45	-83,28	30,11	SPC	103,54	201.6	5,16	15	vérifié

Tableau V-35 : vérification des contraintes pour les poteaux circulaires (N^{ser}_{min} ; M^{ser}_{corr}).

2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

2.7.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau ($d = h - c$).

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

▪ **Selon le B.A.E.L. 91 modifié 99 :**

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

$\gamma_b = 1.5$ situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

▪ **Selon le R.P.A. 99 version 2003 : (Page 51)**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_d = 0,040$si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

D'où : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 l_0}{a}$ (poteau carré).

$\lambda_g = \frac{l_f}{D} = \frac{0,7 l_0}{D}$ (poteau circulaire).

Avec :

A_g : L'élançement géométrique du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

a : La dimension du poteau.

l_0 : La hauteur du poteau.

D : le diamètre du poteau circulaire.

Dans notre cas on a obtenu les valeurs des efforts tranchants les plus défavorables sous la combinaison sismique (G + Q + E).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ **POTEAUX CARREE :**

Niveaux	Section (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	A_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	98.25	0.19	3.44	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 1	65x65	121.64	0.32	3.05	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 2	65x65	152.62	0.40	3.05	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 3	55x55	119.07	0.44	3.60	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 4	55x55	150.07	0.55	3.60	0.04	1.00	3.26	Vérifié
Etage 5	45x45	97.63	0.54	4.40	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 6	45x45	103.51	0.57	4.40	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 7	45x45	118.52	0.65	4.40	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 8	40x40	65.87	0.46	4.95	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 9	40x40	66.52	0.46	4.95	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 10	40x40	78.71	0.55	4.95	0.04	1.00	3.26	vérifié

Tableau V-36 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux carrés.

❖ POTEAUX CIRCULAIRES :

Niveaux	diamètre (cm)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	A_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	80	52,09	0.10	3.22	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 1	70	46,79	0.12	2.83	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 2	70	46,88	0.12	2.83	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 3	60	40,02	0.14	3.30	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 4	60	45,98	0.16	3.30	0.04	1.00	3.26	Vérifié
Etage 5	50	35,92	0.18	3.96	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 6	50	40,33	0.21	3.96	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 7	50	42,32	0.22	3.96	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 8	45	36,98	0.23	4.40	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 9	45	35,16	0.22	4.40	0.04	1.00	3.26	vérifié
Etage 10	45	48,65	0.31	4.40	0.04	1.00	3.26	vérifié

Tableau V-37 : Vérification de la Contrainte de Cisaillement des Poteaux circulaires.

2.7.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **B.A.E.L.91 modifié 99** et celles du **R.P.A.99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

▪ Selon le B.A.E.L. 91 modifié 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \rightarrow \text{soit } \varphi_t \approx \frac{\varphi_l^{\max}}{3} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales.

\emptyset_l : Diamètre des armatures longitudinales.

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

d : Hauteur utile de la section du poteau ($d = h - c$).

b : Largeur de la section du poteau.

h : Hauteur de la section droite.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

▪ **Selon le R.P.A. 99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur de la section droite.

T_u : Effort tranchant.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

D'où : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 l_0}{a}$ (poteau carré).

$\lambda_g = \frac{l_f}{D} = \frac{0,7 l_0}{D}$ (poteau circulaire).

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

a : La dimension du poteau.

l_0 : La hauteur du poteau.

D : le diamètre du poteau circulaire.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10cm$ Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ Zone courante (zone III).

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Pour les armatures transversales :
 - chaque barre longitudinale doit être maintenue latéralement.
 - $f_e = 400 \text{ MPa (FeE40)}$.

Les tableaux suivants rassemblent les résultats des espacements maximums et le choix des armatures transversales pour les poteaux :

I. POTEAUX CARRÉS :

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	75x75	4T25+12T20	25 et 20	10	20
Etage 1	65x65	4T25+8T20	25 et 20	10	20
Etage 2	65x65	4T25+8T20	25 et 20	10	20
Etage 3	55x55	4T25+8T20	25 et 20	10	20
Etage 4	55x55	4T25+8T16	25 et 16	10	16
Etage 5	45x45	4T25+8T16	25 et 16	10	16
Etage 6	45x45	4T25+8T16	25 et 16	10	16
Etage 7	45x45	4T25+8T16	25 et 16	10	16
Etage 8	40x40	8T20	20	10	20
Etage 9	40x40	8T20	20	10	20
Etage 10	40x40	8T20	20	10	20

Tableau V-38 : Espacements maximums selon R.P.A.99.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	Ø _t (mm)	A _t (cm ²)	S _t ^{cal} (cm)	A _t ^{adp} (cm ²)	Choix	S _t ^{adp} (cm)
RDC	75x75	2.58	3.43	3.75	98.25	N	T8	4.02	32.73	4.02	8T8	10
						C		4.02	32.73	4.02	8T8	20
Etage 1	65x65	1.98	3.04	3.75	121.64	N	T8	3.02	17.21	3.02	6T8	10
						C		3.02	17.21	3.02	6T8	20
Etage 2	65x65	1.98	3.04	3.75	152.62	N	T8	3.02	13.72	3.02	6T8	10
						C		3.02	13.72	3.02	6T8	15
Etage 3	55x55	1.98	3.6	3.75	119.07	N	T8	3.02	14.88	3.02	6T8	10
						C		3.02	14.88	3.02	6T8	15
Etage 4	55x55	1.98	3.6	3.75	150.07	N	T8	3.02	11.81	3.02	6T8	10
						C		3.02	11.81	3.02	6T8	15
Etage 5	45x45	1.98	4.4	3.75	97.63	N	T8	3.02	14.85	3.02	6T8	10
						C		3.02	14.85	3.02	6T8	15
Etag6	45x45	1.98	4.4	3.75	103.51	N	T8	3.02	14.00	3.02	6T8	10
						C		3.02	14.00	3.02	6T8	15
Etag7	45x45	1.98	4.4	3.75	118.52	N	T8	3.02	12.23	3.02	6T8	10
						C		3.02	12.23	3.02	6T8	15
Etag8	40x40	1.98	4.95	3.75	65.87	N	T8	2.01	13.01	2.01	4T8	10
						C		2.01	13.01	2.01	4T8	15
Etag9	40x40	1.98	4.95	3.75	62.41	N	T8	2.01	13.74	2.01	4T8	10
						C		2.01	13.74	2.01	4T8	15
Etag10	40x40	1.98	4.95	3.75	68.69	N	T8	2.01	12.49	2.01	4T8	10
						C		2.01	12.49	2.01	4T8	15

Tableau V-39 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux carrés.

Remarque :

L'espacement des armatures transversales dans la zone nodale n'est pas vérifié donc on prend le choix selon le maximum imposé par **L'R.P.A.99 version 2003.**

➤ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50.\phi_l$ en zone III.

Pour : T25..... $L_r = 125$ cm.

T20..... $L_r = 100$ cm.

T16..... $L_r = 80$ cm.

II. POTEAUX CIRCULAIRES :

Niveaux	diamètre (cm)	Barres	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	80	16T20	20	10	20
Etage 1	70	12T20	20	10	20
Etage 2	70	12T20	20	10	20
Etage 3	60	10T20	20	10	20
Etage 4	60	10T20	20	10	20
Etage 5	50	10T16	16	10	16
Etage 6	50	10T16	16	10	16
Etage 7	50	10T16	16	10	16
Etage 8	45	8T16	16	10	16
Etage 9	45	8T16	16	10	16
Etage 10	45	8T16	16	10	16

Tableau V-40 : Espacements maximales selon R.P.A.99.

Niveaux	diamètre (cm)	L_f (m)	λ_g	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	Φ_t (mm)	A_t (cm ²)	S_t^{cal} (cm)	A_t^{adp} (cm ²)	Choix	S_t^{adp} (cm)
RDC	80	2.58	3.23	3.75	52,09	N	T8	2.01	32.93	2.01	4T8	10
						C		2.01	32.93	2.01	4T8	15
Etage 1	70	1.98	2.83	3.75	46,79	N	T8	2.01	32.08	2.01	4T8	10
						C		2.01	32.08	2.01	4T8	15
Etage 2	70	1.98	2.83	3.75	46,88	N	T8	2.01	32.01	2.01	4T8	10
						C		2.01	32.01	2.01	4T8	15
Etage 3	60	1.98	3.30	3.75	40,02	N	T8	2.01	32.14	2.01	4T8	10
						C		2.01	32.14	2.01	4T8	15
Etage 4	60	1.98	3.30	3.75	45,98	N	T8	2.01	27.98	2.01	4T8	10
						C		2.01	27.98	2.01	4T8	15
Etage 5	50	1.98	3.96	3.75	35,92	N	T8	2.01	29.84	2.01	4T8	10
						C		2.01	29.84	2.01	4T8	15
Etage6	50	1.98	3.96	3.75	40,33	N	T8	2.01	26.58	2.01	4T8	10
						C		2.01	26.58	2.01	4T8	15
Etage7	50	1.98	3.96	3.75	42,32	N	T8	2.01	25.33	2.01	4T8	10
						C		2.01	25.33	2.01	4T8	15
Etage8	45	1.98	4.40	3.75	36,98	N	T8	2.01	26.09	2.01	4T8	10
						C		2.01	26.09	2.01	4T8	15
Etage9	45	1.98	4.40	3.75	35,16	N	T8	2.01	27.44	2.01	4T8	10
						C		2.01	27.44	2.01	4T8	15
Etage10	45	1.98	4.40	3.75	48,65	N	T8	2.01	19.83	2.01	4T8	10
						C		2.01	19.83	2.01	4T8	15

Tableau V-41 : Choix des Armatures Transversales des Poteaux circulaires.

Remarque :

L'espacement des armatures transversales dans la zone nodale n'est pas vérifié donc on prend le choix selon le maximum imposé par **L'R.P.A.99 version 2003**.

➤ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50 \cdot \phi_l$ en zone III.

Pour : T20..... $L_r = 100$ cm.

T16..... $L_r = 80$ cm.

2.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL :

Les poteaux du sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau considéré :

- $B_r = (a - 0,02)^2 [m^2]$ (poteau carré).
- $B_r = \frac{\pi(D-0,02)^2}{4} [m^2]$ (poteau circulaire).

α : Coefficient dépendant de l'élanement (λ).

$\gamma_b = 1,5$.

$\gamma_s = 1,15$.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

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

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

$$\lambda = \frac{L_f \cdot \sqrt{12}}{a} \dots\dots\dots (\text{poteau} \dots \text{carré}).$$

$$\lambda = \frac{4 \cdot L_f}{D} \dots\dots\dots (\text{poteau} \dots \text{circulaire}).$$

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

l_0 : La hauteur du poteau.

$$i: \text{ Rayon de giration } \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right).$$

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} \dots\dots\dots (\text{poteau} \dots \text{carré}).$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau.

A : la dimension du poteau.

D : le diamètre du poteau.

❖ **POTEAUX CARREE :**

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Nous prenons l'effort normal du poteau le plus sollicité c.-à-d. l'effort normal maximal.

$$N_u(\text{RDC}) = 3318,22 \text{ KN.}$$

S/sol :

- Poids du plancher sous sol.....17.94 x 6.64 = 119.12 KN.
 - Poids du poteau carré.....25 x 0.75 x 0.75 x 3.68 = 51.75 KN.
 - Poids de la poutre principale.....25 x 0.4 x 0.3 x 4.3 = 12.90 KN.
 - Poids de la poutre secondaire.....25 x 0.4 x 0.3 x 3.6 = 10.80 KN.
-
- G = 194.57 KN.**

Surcharge d'exploitation **RDC** : $Q = 2,5 \times 17,94 = 44.85 \text{ KN.}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 329.94 \text{ KN.}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du sous sol :

$$N_{u(\text{ss})} = N_{u(\text{RDC})} + N_{u1} = 3648.16 \text{ KN.}$$

b. Calcul du ferraillage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 21.65\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,68 \cdot 10^2}{21.65} = 11.90 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83$$

$$Br = (75 - 2)^2 = 5329\text{cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{3648 \cdot 16 \cdot 10^3}{0,83} - \frac{5329 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -157.35\text{cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 0,9\% B \dots \dots \dots [\text{L'R.P.A.99 version 2003}].$$

$$A_s = A_s^{\min} = 50.62\text{cm}^2$$

On prend : **4T25+12T20** = 57.34 cm².

c. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser1} = G + Q = 239.42 \text{ KN.}$$

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}.$$

$$N_{ser(ss)} = 2430,46 + 239.42 = 2669.88 \text{ KN.}$$

Sections (cm ²)	N _{ser} (kN)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
75x75	2669.88	6.08	15	OK

Tableau V-42 : Vérification des contraintes des poteaux carrés de l'infrastructure.

d. Détermination des armatures transversales :

-Pour les poteaux d'infrastructure ; A_t= 8T8 = 4.02 cm².

-Espaceement en zone nodale : S_t = 10 cm.

-Espaceement en zone courante : S_t = 20 cm.

↗ **TABLEAU RECAPITULATIF :**

Niveaux	Section (cm ²)	A _s	A _t	S _i (ZN)	S _i (ZC)
S/SOL	75x75	4T25+12T20	8T8	10	20
RDC	75x75	4T25+12T20	8T8	10	20
Etage 1	65x65	4T25+8T20	6T8	10	20
Etage 2	65x65	4T25+8T20	6T8	10	15
Etage 3	55x55	4T25+8T20	6T8	10	15
Etage 4	55x55	4T25+8T16	6T8	10	15
Etage 5	45x45	4T25+8T16	6T8	10	15
Etage 6	45x45	4T25+8T16	6T8	10	15
Etage 7	45x45	4T25+8T16	6T8	10	15
Etage 8	40x40	8T20	4T8	10	15
Etage 9	40x40	8T20	4T8	10	15
Etage 10	40x40	8T20	4T8	10	15

Tableau V-43 : tableau récapitulatif pour le ferrailage des poteaux carrés.

❖ **POTEAUX CIRCULAIRES :**

a. Calcul de l'effort normal pondéré :

Nous prenons l'effort normal du poteau le plus sollicité c.-à-d. l'effort normal maximal.

$$N_u(\text{RDC}) = 1625,243 \text{ KN.}$$

S/sol :

- Poids du plancher sous sol.....8.6 x 6.64 = 57.10 KN.
- Poids du poteau circulaire.....25 x 0.503 x 3.68 = 46.28 kN.
- Poids de la poutre principale.....25 x 0.40 x 0.30 x 2.175 = 6.53 KN.
- Poids de la poutre secondaire..... 25 x 0.40 x 0.30 x 1.625 = 4.88 KN.

$$\underline{\underline{G = 114.79 \text{ KN.}}}$$

Surcharge d'exploitation **RDC** : $Q = 2,5 \times 8.60 = 21.50 \text{ KN.}$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 187.22 \text{ KN.}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux du sous sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = \mathbf{1812.463 \text{ KN.}}$$

b. Calcul du ferrailage :

$$\lambda = \frac{4 \times 0.7 \times 3.68}{0.80} = 12.88 < 50$$

c.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.828$$

d. $Br = \pi(80 - 2)^2 / 4 = 4778.36 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{1812.463 \cdot 10^3}{0.828} - \frac{4778.36 \cdot 10^2}{0.9} \cdot \frac{25}{1.5} \right) \frac{1.15}{400}$$

$$A_s \geq -191.47 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 0.9\% B \dots \dots \dots \text{ [L'R.P.A.99 version 2003].}$$

$$A_s = A_s^{\min} = 45.24 \text{ cm}^2$$

On prend : **16T20 = 50.27 cm².**

c. Vérification à l'ELS :

$$N_{ser1} = G + Q = 136.29 \text{ KN.}$$

$$N_{ser(ss)} = N_{ser(RDC)} + N_{ser1}.$$

$$N_{ser(ss)} = 1179.14 + 136.29 = 1315.43 \text{ KN.}$$

Diamètre (cm)	N _{ser} (kN)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
80	1315.43	2,58	15	OK

Tableau V-44 : Vérification des contraintes des poteaux circulaires de l'infrastructure.

d. Détermination des armatures transversales :

-Pour les poteaux d'infrastructure ; $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

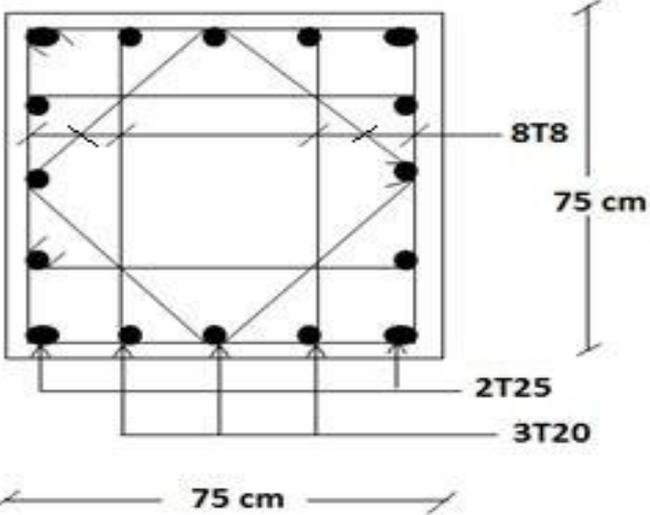
-Espacement en zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$.

-Espacement en zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$.

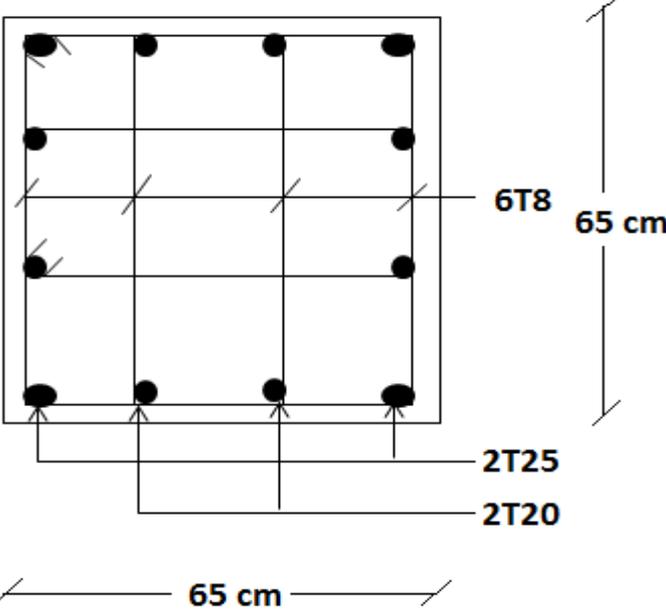
↗ **TABLEAU RECAPITULATIF :**

<i>Niveaux</i>	<i>Diamètre (cm)</i>	<i>A_s</i>	<i>A_t</i>	<i>S_t(ZC)</i>	<i>S_t(ZN)</i>
S/SOL	80	16T20	4T8	15	10
RDC	80	16T20	4T8	15	10
Etage 1	70	12T20	4T8	15	10
Etage 2	70	12T20	4T8	15	10
Etage 3	60	10T20	4T8	15	10
Etage 4	60	10T20	4T8	15	10
Etage 5	50	10T16	4T8	15	10
Etage 6	50	10T16	4T8	15	10
Etage 7	50	10T16	4T8	15	10
Etage 8	45	8T16	4T8	15	10
Etage 9	45	8T16	4T8	15	10
Etage 10	45	8T16	4T8	15	10

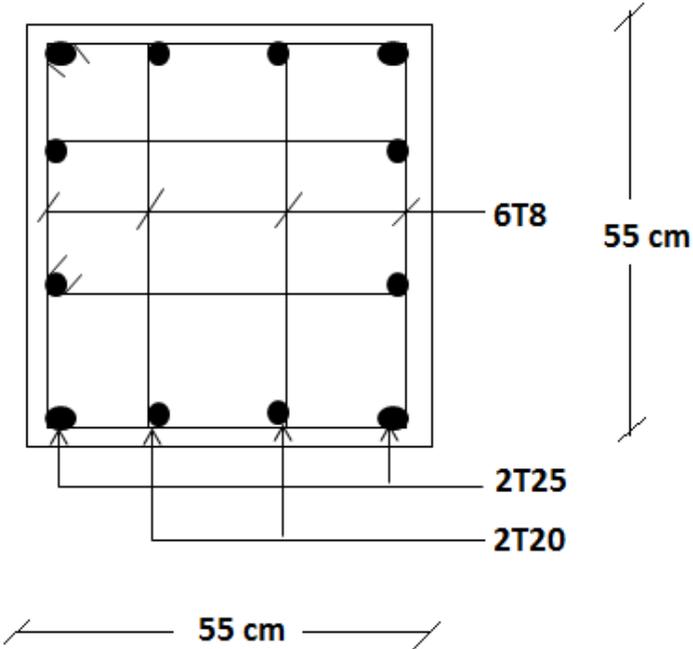
Tableau V-45 : tableau récapitulatif pour le ferrailage des poteaux circulaires.



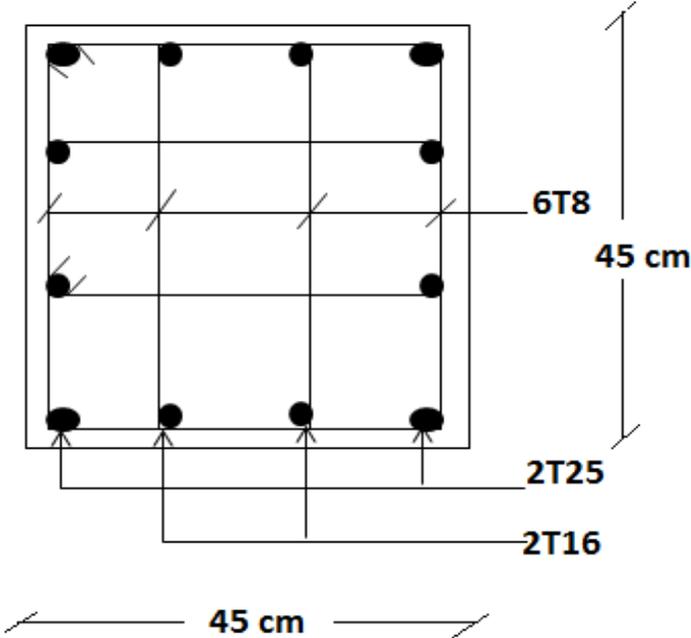
R.D.C et S/sol (75 x 75)



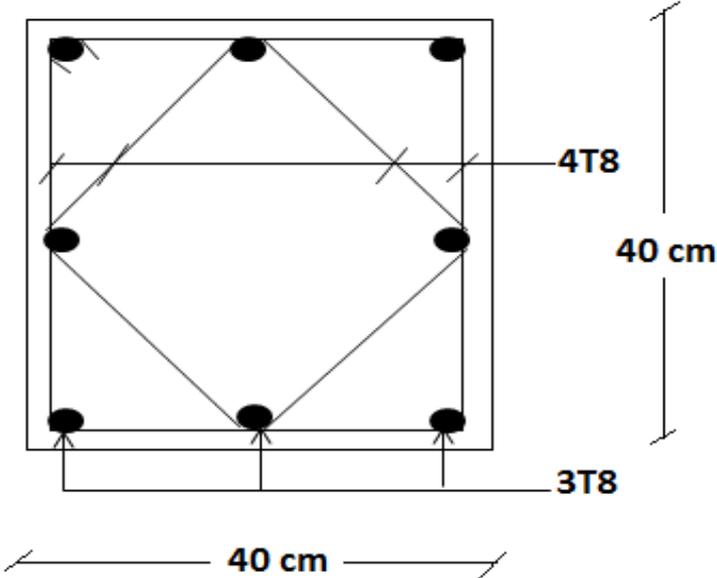
Etage 1 et 2 (65 x 65)



Etage 3 et 4 (55x55).

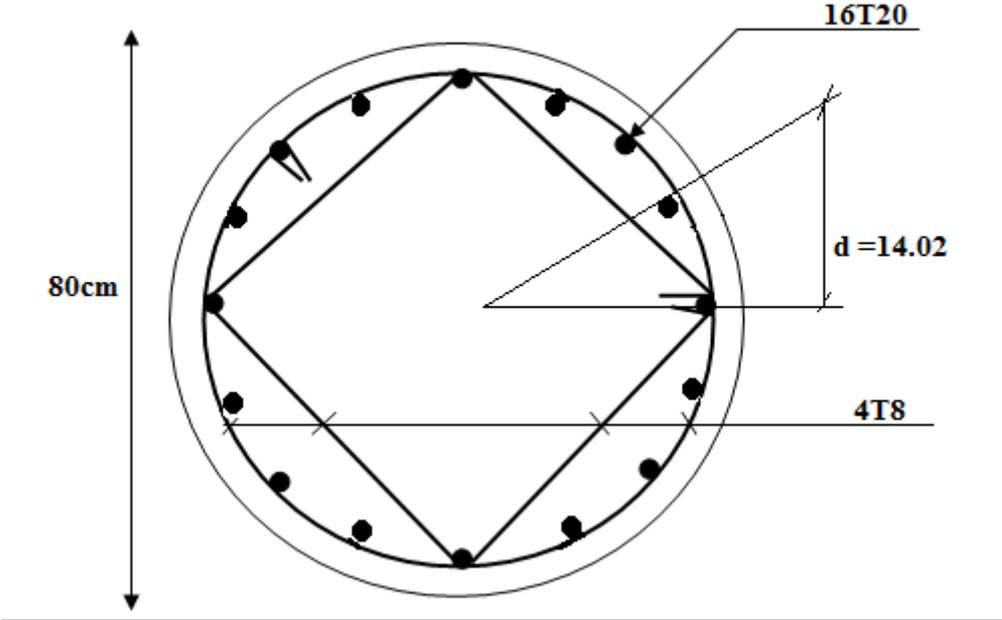


Etage 5,6 et 7 (45x45).

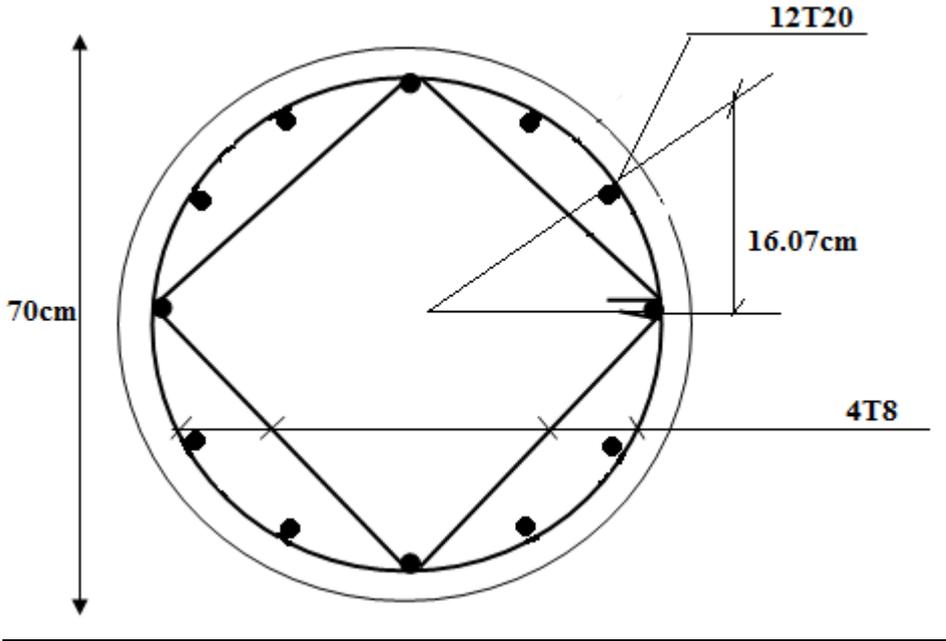


Etage 8,9 et 10 (40x40).

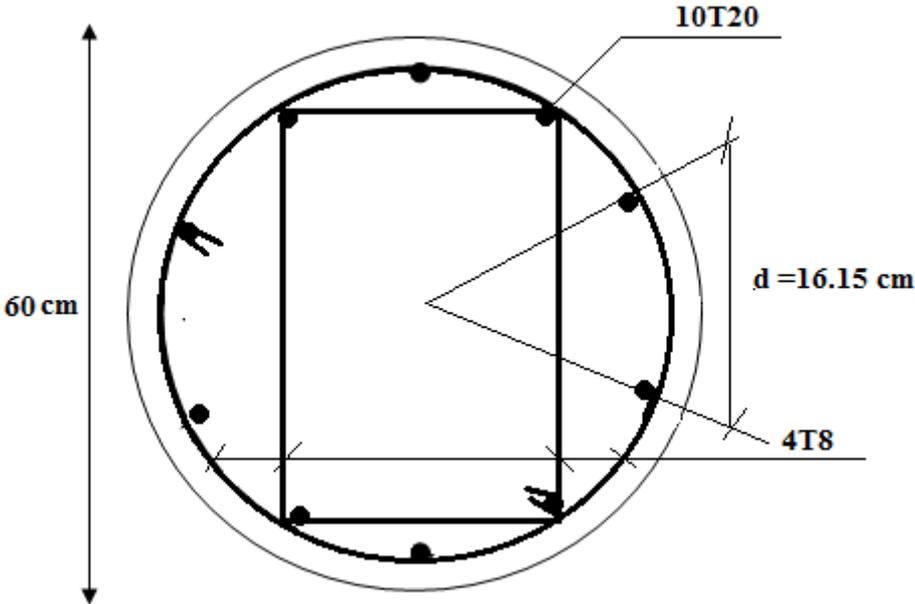
Fig. V.2 : schémas de ferrailage des poteaux carrés.



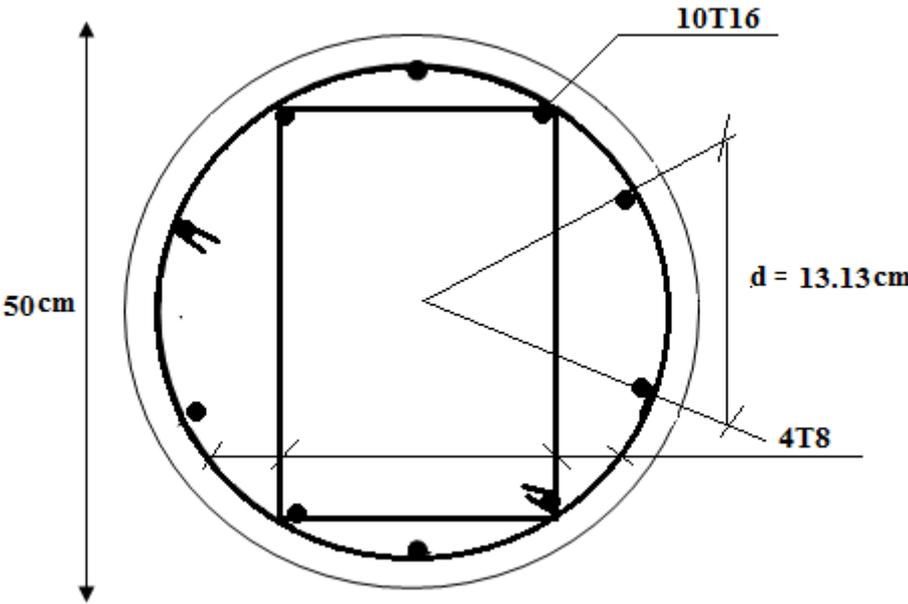
RDC et SOUS SOL



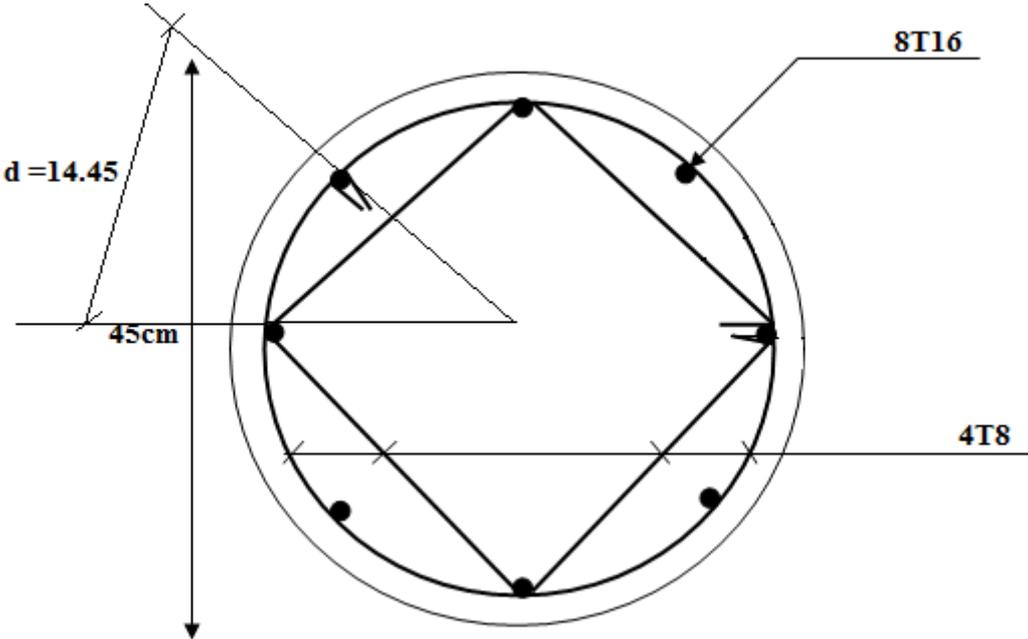
1^{ere} et 2^{eme} étages



3^{eme} et 4^{eme} étages



5^{eme} et 6^{eme} et 7^{eme} étages



8^{eme} et 9^{eme} et 10^{eme} étages

Fig. V.3 : schémas de ferrailage des poteaux circulaires.

3. -FERRAILAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, Elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc elles sont calculées en flexion simple.

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- ✓ Situation durable.
- ✓ Situation accidentelle.

3.1. COMBINAISON D'ACTION :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons Suivantes :

a- Situation durable :

✦ **Combinaisons selon le *B.A.E.L 91 modifiés 99* :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q.$$

$$\text{ELS} : G + Q.$$

b- Situation accidentelle :

✦ **Combinaisons selon *R.P.A.99 version 2003* :**

$$G + Q \pm E.$$

$$0,8G \pm E.$$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

3.2. RECOMMANDATIONS SELON R.P.A.99 VERSION 2003 :

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par:

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V-46 : tableau des contraintes.

3.3. RESULTATS DES EFFORTS ET FERRAILLAGE :

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel *SAP2000*.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre porteuse 30 x 40 (cm²).
- Poutre non porteuse 30 x 40 (cm²).

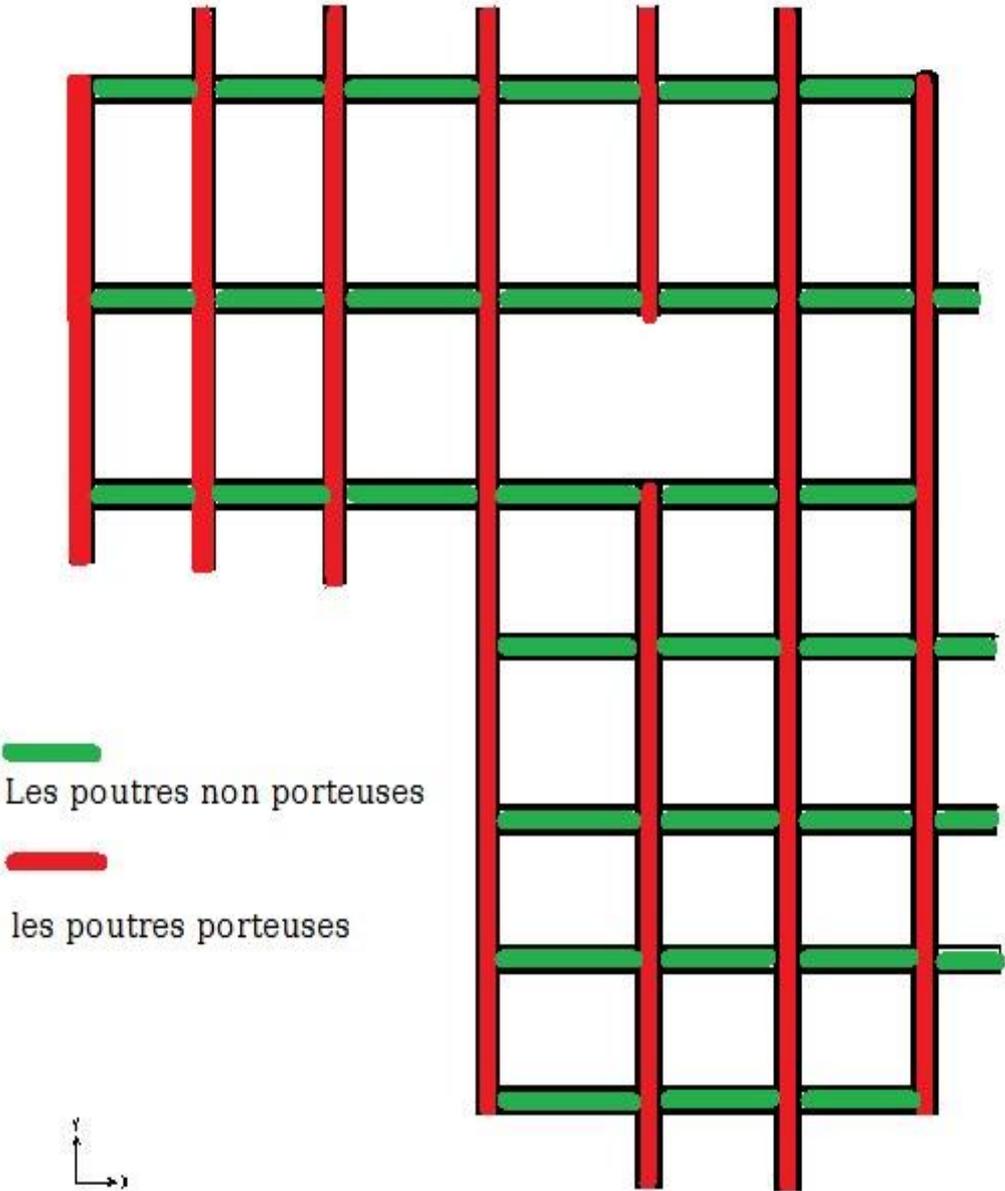


Fig. V.4 : Disposition des Poutres.

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Remarque :

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple (F.S.).

Telle que :

A_S : représente les armatures de la fibre tendue.

$A_{S'}$: représente les armatures de la fibre comprimée.

- Moment (-) : moment sur appui → la fibre tendue est en haut de la section.
- Moment (+) : moment en travée → la fibre tendue est en bas de la section.

I. POUTRE PORTEUSE (30x40) :**1. Situation durable :**

- *Combinaison : 1,35G + 1,5Q.*

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kN.m)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
<i>10^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>42,06</i>	<i>3,50</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-96,32</i>	<i>8,55</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>9^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>59,91</i>	<i>5,09</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-106,66</i>	<i>9,59</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>8^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>59,04</i>	<i>5,01</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-106,21</i>	<i>9,55</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>7^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>62,89</i>	<i>5,36</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-110,77</i>	<i>10,02</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>6^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>60,94</i>	<i>5,18</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-110,71</i>	<i>10,01</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>5^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>60,35</i>	<i>5,13</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-108,54</i>	<i>9,79</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>4^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>57,91</i>	<i>4,91</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-109,45</i>	<i>9,88</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>3^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>56,65</i>	<i>4,79</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-108,49</i>	<i>9,78</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>2^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>55,83</i>	<i>4,72</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-107,11</i>	<i>9,64</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>1^{ème}</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>55,32</i>	<i>4,67</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-109,30</i>	<i>9,87</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
<i>RDC</i>	<i>30x40</i>	<i>Travée</i>	<i>54,84</i>	<i>4,63</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>
		<i>Appui</i>	<i>-110,04</i>	<i>9,94</i>	<i>0</i>	<i>6,00</i>

Tableau V-47 : Ferrailage des Poutres porteuses (Situation Durable).

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $(G+Q+E)$.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (cm^2)	<i>Position</i>	M^{max} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)
<i>10^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	67,29	4,92	0	6,00
		<i>Appui</i>	-130,74	10,14	0	6,00
<i>9^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	107,89	8,18	0	6,00
		<i>Appui</i>	-158,00	12,61	0	6,00
<i>8^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	109,13	8,29	0	6,00
		<i>Appui</i>	-163,15	13,10	0	6,00
<i>7^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	182,38	14,98	0	6,00
		<i>Appui</i>	-173,97	14,14	0	6,00
<i>6^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	192,04	15,96	0	6,00
		<i>Appui</i>	-196,97	16,48	0	6,00
<i>5^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	195,54	16,33	0	6,00
		<i>Appui</i>	-200,51	16,85	0	6,00
<i>4^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	195,08	16,28	0	6,00
		<i>Appui</i>	-199,47	16,74	0	6,00
<i>3^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	190,05	15,76	0	6,00
		<i>Appui</i>	-195,03	16,27	0	6,00
<i>2^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	177,29	14,47	0	6,00
		<i>Appui</i>	-180,40	14,78	0	6,00
<i>1^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	156,90	12,51	0	6,00
		<i>Appui</i>	-160,06	12,81	0	6,00
<i>RDC</i>	30x40	<i>Travée</i>	115,39	8,81	0	6,00
		<i>Appui</i>	-118,01	9,04	0	6,00

Tableau V-48 : Ferrailage des Poutres porteuses (Situation accidentelle).

- Combinaison : (0.8G±E).

<i>Etage</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>Position</i>	<i>M^{max} (kN.m)</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A_s' (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>
10^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	67,89	4,97	0	6.00
		<i>Appui</i>	-118,59	9,09	0	6.00
9^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	106,05	8,03	0	6.00
		<i>Appui</i>	-142,65	11,20	0	6.00
8^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	108,03	8,19	0	6.00
		<i>Appui</i>	-148,40	11,72	0	6.00
7^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	181,53	14,89	0	6.00
		<i>Appui</i>	-174,83	14,23	0	6.00
6^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	192,11	15,97	0	6.00
		<i>Appui</i>	-195,81	16,36	0	6.00
5^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	195,65	16,34	0	6.00
		<i>Appui</i>	-199,19	16,71	0	6.00
4^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	195,23	16,30	0	6.00
		<i>Appui</i>	-198,44	16,63	0	6.00
3^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	190,63	15,82	0	6.00
		<i>Appui</i>	-194,24	16,19	0	6.00
2^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	177,69	14,51	0	6.00
		<i>Appui</i>	-179,99	14,74	0	6.00
1^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	156,80	12,50	0	6.00
		<i>Appui</i>	-158,64	12,67	0	6.00
RDC	30x40	<i>Travée</i>	115,24	8,80	0	6.00
		<i>Appui</i>	-116,76	8,93	0	6.00

Tableau V-49 : Ferrailage des Poutres porteuses (Situation accidentelle).

II. POUTRE NON - PORTEUSE (30x40) :**1. Situation durable :**

- Combinaison : $1,35G + 1,5Q$.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (cm^2)	<i>Position</i>	M^{max} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)
10 ^{ème}	30x40	Travée	58,37	4,95	0	6,00
		Appui	-66,56	0	5,69	6,00
9 ^{ème}	30x40	Travée	61,47	5,23	0	6,00
		Appui	-76,12	0	6,59	6,00
8 ^{ème}	30x40	Travée	56,62	4,79	0	6,00
		Appui	-72,14	0	6,21	6,00
7 ^{ème}	30x40	Travée	51,33	4,32	0	6,00
		Appui	-70,12	0	6,02	6,00
6 ^{ème}	30x40	Travée	47,02	3,94	0	6,00
		Appui	-65,75	0	5,62	6,00
5 ^{ème}	30x40	Travée	52,20	4,39	0	6,00
		Appui	-65,93	0	5,64	6,00
4 ^{ème}	30x40	Travée	44,16	3,69	0	6,00
		Appui	-67,45	0	5,78	6,00
3 ^{ème}	30x40	Travée	38,30	3,18	0	6,00
		Appui	-68,40	0	5,86	6,00
2 ^{ème}	30x40	Travée	34,63	2,86	0	6,00
		Appui	-69,36	0	5,95	6,00
1 ^{ème}	30x40	Travée	30,50	2,51	0	6,00
		Appui	-70,14	0	6,03	6,00
RDC	30x40	Travée	31,02	2,55	0	6,00
		Appui	-70,62	0	6,07	6,00

Tableau V-50 : Ferrailage des Poutres non - porteuses (Situation Durable).

2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $(G+Q+E)$.

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (cm^2)	<i>Position</i>	M^{max} ($kN.m$)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)
<i>10^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	82,29	6,1	0	6.00
		<i>Appui</i>	-103,22	0	7,79	6.00
<i>9^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	121,27	9,32	0	6.00
		<i>Appui</i>	-133,50	0	10,38	6.00
<i>8^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	128,79	9,97	0	6.00
		<i>Appui</i>	-145,31	0	11,44	6.00
<i>7^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	144,28	11,35	0	6.00
		<i>Appui</i>	-153,60	0	12,2	6.00
<i>6^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	229,63	20,12	0	6.00
		<i>Appui</i>	-249,33	0	22,56	6.00
<i>5^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	300,70	27,93	2,23	6.00
		<i>Appui</i>	-322,97	3,97	29,67	6.00
<i>4^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	293,83	27,4	1,7	6.00
		<i>Appui</i>	-317,45	3,54	29,24	6.00
<i>3^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	289,99	27,1	1,4	6.00
		<i>Appui</i>	-314,13	3,28	28,98	6.00
<i>2^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	277,42	26,12	0,41	6.00
		<i>Appui</i>	-300,97	2,25	27,95	6.00
<i>1^{ème}</i>	30x40	<i>Travée</i>	250,42	22,71	0	6.00
		<i>Appui</i>	-271,91	0	25,69	6.00
<i>RDC</i>	30x40	<i>Travée</i>	182,94	15,03	0	6.00
		<i>Appui</i>	-199,60	0	16,76	6.00

Tableau V-51 : Ferrailage des Poutres non - porteuses (Situation accidentelle).

- Combinaison : (0.8G±E).

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (cm ²)	<i>Position</i>	<i>M^{max}</i> (kN.m)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>A_s'</i> (cm ²)	<i>A_s^{min}</i> (cm ²)
10^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	73,127	5,38	0	6.00
		<i>Appui</i>	-97,68	0	7,34	6.00
9^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	116,05	8,87	0	6.00
		<i>Appui</i>	-127,66	0	9,87	6.00
8^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	124,33	9,58	0	6.00
		<i>Appui</i>	-140,18	0	10,98	6.00
7^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	140,70	11,02	0	6.00
		<i>Appui</i>	-149,36	0	11,81	6.00
6^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	219,58	18,95	0	6.00
		<i>Appui</i>	-236,76	0	20,98	6.00
5^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	287,19	26,88	1,18	6.00
		<i>Appui</i>	-308,26	2,82	28,52	6.00
4^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	282,41	26,5	0,8	6.00
		<i>Appui</i>	-304,84	2,56	28,26	6.00
3^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	280,13	26,33	0,63	6.00
		<i>Appui</i>	-302,94	2,41	28,11	6.00
2^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	268,66	25,21	0	6.00
		<i>Appui</i>	-291,24	1,49	27,19	6.00
1^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	242,88	21,74	0	6.00
		<i>Appui</i>	-263,25	0	24,44	6.00
RDC	30x40	<i>Travée</i>	178,07	14,55	0	6.00
		<i>Appui</i>	-194,06	0	16,17	6.00

Tableau V-52 : Ferrailage des Poutres non - porteuses (Situation accidentelle).

3.4. CHOIX DES ARMATURES :

On remarque que le ferrailage maximum a été obtenu par les combinaisons sismiques $(0,8G \pm E)$ et $(G + Q + E)$.

❖ POUTRES PORTEUSES :

Etage	Section (cm ²)	Position	A_S^{max} (Z.C)(cm ²)	A_S^{max} (Z.R)(cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	A_S^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	4.97	6T14	9.24
		Appui				10.14	4T16+4T14	14.20
9 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	8.18	6T14	9.24
		Appui				12.61	4T16+4T14	14.20
8 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	8.29	6T14	9.24
		Appui				13.10	4T16+4T14	14.20
7 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	14.98	4T20+2T16	16.59
		Appui				14.23	4T20+4T14	18.73
6 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	15,97	4T20+2T16	16.59
		Appui				16,48	4T20+4T14	18.73
5 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	16,34	4T20+2T16	16.59
		Appui				16,85	4T20+4T14	18.73
4 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	16,30	4T20+2T16	16.59
		Appui				16,74	4T20+4T14	18.73
3 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	15,82	4T20+2T16	16.59
		Appui				16,27	4T20+4T14	18.73
2 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6.00	14,51	4T20+2T16	16.59
		Appui				14,78	4T20+4T14	18.73
1 ^{er}	30x40	Travée	48	72	6.00	12,51	4T16+4T14	14.20
		Appui				12,81	4T16+4T14	14.20
RDC	30x40	Travée	48	72	6.00	8,81	4T16+4T14	14.20
		Appui				9.94	4T16+4T14	14.20

Tableau V-53 : Choix des Armatures pour les Poutres porteuses.

❖ POUTRES NON - PORTEUSES :

Etage	Section (cm ²)	Position	A_S^{max} (Z.C)(cm ²)	A_S^{max} (Z.R)(cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	A_S^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	$A_S^{adopté}$ (cm ²)
10 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	6.1	4T20	12.57
		Appui				7.79	4T20	12.57
9 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	9.32	4T20	12.57
		Appui				10.38	4T20	12.57
8 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	9.97	4T20	12.57
		Appui				11.44	4T20	12.57
7 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	11.35	4T20	12.57
		Appui				12.2	4T20	12.57
6 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	20.12	4T20+4T16	20.61
		Appui				22.56	6T20+2T16	22.87
5 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	27.93	4T25+4T20	32.21
		Appui				29.67	4T25+4T20	32.21
4 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	27.4	4T25+4T20	32.21
		Appui				29.24	4T25+4T20	32.21
3 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	27.1	4T25+4T20	32.21
		Appui				28.98	4T25+4T20	32.21
2 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	26.12	4T25+4T20	32.21
		Appui				27.95	4T25+4T20	32.21
1 ^{ème}	30x40	Travée	48	72	6	22.71	4T25+4T20	32.21
		Appui				25.69	4T25+4T20	32.21
RDC	30x40	Travée	48	72	6	15.03	4T20+4T16	20.61
		Appui				16.76	4T20+4T16	20.61

Tableau V-54 : Choix des Armatures pour les Poutres non - porteuses.

3.5. CONDITION DE NON - FRAGILITE :

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [4]$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

	Section (cm ²)	As choisi (cm ²)	As min(cm ²)	Vérification
<i>Poutre porteuse</i>	30 x 40	9,24	1,30	Vérifiée
<i>Poutre non - porteuse</i>	30 x 40	12,57	1,30	Vérifiée

Tableau V-55 : Vérification de la Condition de Non - Fragilité.

3.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M^{ser} , N^{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

• Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

• **Acier :**

-Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

-Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$

-Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = 0,8\xi$

Avec:

$\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\sigma_s = 201.6 \text{ MPa}$.

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \prec \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des contraintes des poutres donnés par le logiciel **SOCOTEC** sont regroupés dans les tableaux suivants :

❖ **SENS PORTEUR :**

<i>Niveaux</i>	<i>Position</i>	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérifié</i>
10^{ème}	<i>Travée</i>	30,74	3,62	15	104,20	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-70,26	7,64		158,60		
9^{ème}	<i>Travée</i>	43,50	5,12	15	147,50	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-77,48	8,43		174,90		
8^{ème}	<i>Travée</i>	42,87	5,04	15	145,30	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-77,15	8,39		174,10		
7^{ème}	<i>Travée</i>	45,57	4,04	15	87,40	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-80,42	6,91		137,30		
6^{ème}	<i>Travée</i>	44,08	3,91	15	84,50	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-80,21	6,89		136,90		
5^{ème}	<i>Travée</i>	43,66	3,87	15	83,70	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-78,64	6,76		134,30		
4^{ème}	<i>Travée</i>	41,89	3,72	15	80,30	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-79,30	6,81		135,40		
3^{ème}	<i>Travée</i>	41,02	3,64	15	78,70	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-78,60	6,75		134,20		
2^{ème}	<i>Travée</i>	40,42	3,59	15	77,50	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-77,61	6,67		132,50		
1^{er}	<i>Travée</i>	40,06	4,14	15	90,00	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-79,28	8,20		178,10		
RDC	<i>Travée</i>	39,71	4,11	15	89,20	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-79,82	8,25		179,30		

Tableau V-56 : Vérification des poutres porteuses à l'ELS.

❖ **SENS NON - PORTEUR :**

<i>Niveaux</i>	<i>Position</i>	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Vérifié</i>
10^{ème}	<i>Travée</i>	42,44	4,07	15	-106,3	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-48,52	4,65		-121,5		
9^{ème}	<i>Travée</i>	44,71	4,29	15	-111,9	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-55,24	5,3		-138,3		
8^{ème}	<i>Travée</i>	41,17	3,95	15	-103,1	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-52,36	5,02		-131,1		
7^{ème}	<i>Travée</i>	37,30	3,58	15	-93,4	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-50,92	4,88		-127,5		
6^{ème}	<i>Travée</i>	34,15	2,86	15	-53,2	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-47,76	3,9		-67,4		
5^{ème}	<i>Travée</i>	37,84	2,47	15	-37,9	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-47,52	3,1		-47,6		
4^{ème}	<i>Travée</i>	32,02	2,09	15	-32,1	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-48,61	3,17		-48,7		
3^{ème}	<i>Travée</i>	27,77	1,81	15	-27,8	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-49,30	3,22		-49,4		
2^{ème}	<i>Travée</i>	25,13	1,64	15	-25,2	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-49,99	3,26		-50,1		
1^{er}	<i>Travée</i>	22,16	1,45	15	-22,2	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-50,55	3,3		-50,7		
RDC	<i>Travée</i>	22,70	1,9	15	-35,4	201.6	<i>Oui</i>
	<i>Appui</i>	-50,90	4,27		-79,3		

Tableau V-57 : Vérification des poutres non - porteuses à l'ELS.

2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

2.7.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau ($d = h - c$).

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

▪ **Selon le B.A.E.L. 91 modifié 99 :**

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

$\gamma_b = 1.5$ situation durable.

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 4,35 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

❖ **POUTRES PORTEUSES :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	30x40	176.52	1.63	3.26	OK
1 ^{er}	30x40	236.33	2.19	3.26	OK
2 ^{ème}	30x40	264.91	2.45	3.26	OK
3 ^{ème}	30x40	284.99	2.64	3.26	OK
4 ^{ème}	30x40	291.75	2.70	3.26	OK
5 ^{ème}	30x40	292.82	2.71	3.26	OK
6 ^{ème}	30x40	287.80	2.66	3.26	OK
7 ^{ème}	30x40	261.83	2.42	3.26	OK
8 ^{ème}	30x40	148.49	1.37	3.26	OK
9 ^{ème}	30x40	147.64	1.37	3.26	OK
10 ^{ème}	30x40	100.20	0.93	3.26	OK

Tableau V-58 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses.

❖ **POUTRES NON - PORTEUSES :**

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
10 ^{ème}	30x40	123,69	1.15	3.26	Oui
9 ^{ème}	30x40	165,23	1.53	3.26	Oui
8 ^{ème}	30x40	184,94	1.71	3.26	Oui
7 ^{ème}	30x40	198,64	1.84	3.26	Oui
6 ^{ème}	30x40	-334,12	3.09	3.26	Oui
5 ^{ème}	30x40	151,24	1.4	3.26	Oui
4 ^{ème}	30x40	-425,41	3.94	3.26	Non
3 ^{ème}	30x40	-420,47	3.89	3.26	Non
2 ^{ème}	30x40	-402,72	3.73	3.26	Non
1 ^{er}	30x40	-364,06	3.37	3.26	Non
RDC	30x40	-267,65	2.48	3.26	Oui

Tableau V-59 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres non - porteuses.

NB : Les poutres non porteuses du 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étages ne vérifient pas la condition des contraintes de cisaillement donc on augmente leurs sections.

-la nouvelle section des poutres non – porteuses du 1er, 2ème, 3ème et 4ème étage devienne :

$$b \times h = 30 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
4 ^{ème}	30x50	-425,41	3.15	3.26	Oui
3 ^{ème}	30x50	-420,47	3.11	3.26	Oui
2 ^{ème}	30x50	-402,72	2.98	3.26	Oui
1 ^{er}	30x50	-364,06	2.69	3.26	Oui

Tableau V-60 : Revérification de la contrainte de cisaillement des poutres non - porteuses.

-le redimensionnement des poutres non – porteuses de ces étages a conduit à un nouveau calcul de ferrailage récapitulé dans le tableau suivant :

Etage	Section (cm ²)	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Choix des armatures	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm ²)
4 ^{ème}	30x50	Travée	293,83	19,44	0	6.00	4T20+4T16	20.61
		Appui	-317,45	0	21,42	6.00	6T20+2T16	22.87
3 ^{ème}	30x50	Travée	289,99	19,13	0	6.00	4T20+4T16	20.61
		Appui	-314,13	0	21,14	6.00	6T20+2T16	22.87
2 ^{ème}	30x50	Travée	277,42	18,12	0	6.00	4T20+4T16	20.61
		Appui	-300,97	0	20,03	6.00	6T20+2T16	22.87
1 ^{ème}	30x50	Travée	250,42	16,03	0	6.00	4T20+4T16	20.61
		Appui	-271,91	0	17,69	6.00	6T20+2T16	22.87

Tableau V-61 : calcul de ferrailage et choix des armatures des nouvelles sections redimensionnées.

- Le tableau final des choix des armatures pour les poutres non – porteuses sera :

<i>Etage</i>	<i>Section</i> (cm^2)	<i>Position</i>	A_S^{max} (Z.C)(cm^2)	A_S^{max} (Z.R)(cm^2)	A_S^{min} (cm^2)	A_S^{cal} (cm^2)	<i>Choix des armatures</i>	$A_S^{adopté}$ (cm^2)
10^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	6.1	4T20	12.57
		<i>Appui</i>				7.79	4T20	12.57
9^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	9.32	4T20	12.57
		<i>Appui</i>				10.38	4T20	12.57
8^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	9.97	4T20	12.57
		<i>Appui</i>				11.44	4T20	12.57
7^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	11.35	4T20	12.57
		<i>Appui</i>				12.2	4T20	12.57
6^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	20.12	4T20+4T16	20.61
		<i>Appui</i>				22.56	6T20+2T16	22.87
5^{ème}	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	27.93	4T25+4T20	32.21
		<i>Appui</i>				29.67	4T25+4T20	32.21
4^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	60	90	6	19.44	4T20+4T16	20.61
		<i>Appui</i>				21.42	6T20+2T16	22.87
3^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	60	90	6	19.13	4T20+4T16	20.61
		<i>Appui</i>				21.14	6T20+2T16	22.87
2^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	60	90	6	18.12	4T20+4T16	20.61
		<i>Appui</i>				20.03	6T20+2T16	22.87
1^{ème}	30x50	<i>Travée</i>	60	90	6	16.03	4T20+4T16	20.61
		<i>Appui</i>				17.69	6T20+2T16	22.87
RDC	30x40	<i>Travée</i>	48	72	6	15.03	4T20+4T16	20.61
		<i>Appui</i>				16.76	4T20+4T16	20.61

Tableau V-62 : le nouveau Choix des Armatures pour les Poutres non - porteuses.

2.7.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **B.A.E.L.91 modifié 99** et celles du **R.P.A.99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

▪ **Selon le B.A.E.L. 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \rightarrow \text{soit } \varphi_t \approx \frac{\varphi_l^{\text{max}}}{3} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

d : Hauteur utile de la section de la poutre ($d = h - c$).

b : Largeur de la section de la poutre.

h : Hauteur de la section droite.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

▪ **Selon le R.P.A. 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

\varnothing_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales de la poutre.

- Pour les armatures transversales :
 - chaque barre longitudinale doit être maintenue latéralement.
 - $f_e = 400 \text{ MPa (FeE40)}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **POUTRES PORTEUSES :**

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	BAEL91 S _t (cm)	Ø _t (mm)	RPA99		A _t ^{min} (cm ²)	S _t ^{cal} (cm)	S _t ^{adp}		A _t ^{adp} (cm ²)	A _t ^{BAEL} (cm ²)	Choix
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC			ZN (cm)	ZC (cm)			
5 ^{ème}	30x40	292.82	2.41	32.40	20 et 16	10	20	2.01	22.33	10	20	2.01	1.81	4T8

Tableau V-63 : Calcul des Armatures Transversales pour les poutres porteuses.

❖ **POUTRES NON - PORTEUSES :**

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	A _t ^{max} (cm ²)	BAEL91 S _t (cm)	RPA99		S _t ^{cal} (cm)		S _t ^{adp} (cm)	
						S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC	ZN	ZC
10 ^{ème}	30x40	123,69	1.15	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20
9 ^{ème}	30x40	165,23	1.53	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20
8 ^{ème}	30x40	184,94	1.71	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20
7 ^{ème}	30x40	198,64	1.84	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20
6 ^{ème}	30x40	334,12	3.09	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20
5 ^{ème}	30x40	151,24	1.4	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20
4 ^{ème}	30x50	425,41	3.94	4T8	32.4	12.5	25	22.3	22.3	12.5	25
3 ^{ème}	30x50	420,47	3.89	4T8	32.4	12.5	25	22.3	22.3	12.5	25
2 ^{ème}	30x50	402,72	3.73	4T8	32.4	12.5	25	22.3	22.3	12.5	25
1 ^{èr}	30x50	364,06	3.37	4T8	32.4	12.5	25	22.3	22.3	12.5	25
RDC	30x40	267,65	2.48	4T8	32.4	10	20	22.3	22.3	10	20

Tableau V-64 : Calcul des Armatures Transversales pour les poutres non - porteuses.

Remarque :

L'espace des armatures transversales dans la zone nodale et la zone courante n'est pas vérifié donc on prend le choix selon le maximum imposé par **L'R.P.A.99 version 2003**.

➤ **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50.\phi_l$ en zone III.

Pour : T25..... $L_r = 125$ cm.

T20..... $L_r = 100$ cm.

T16..... $L_r = 80$ cm.

2.8. VERIFICATION DE LA FLECHE:

On doit vérifier que : $f_{max} \leq \bar{f}$ Avec :
$$\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

✓ **Remarque :**

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

❖ **POUTRES PORTEUSES :**

- **Insertion des données :**

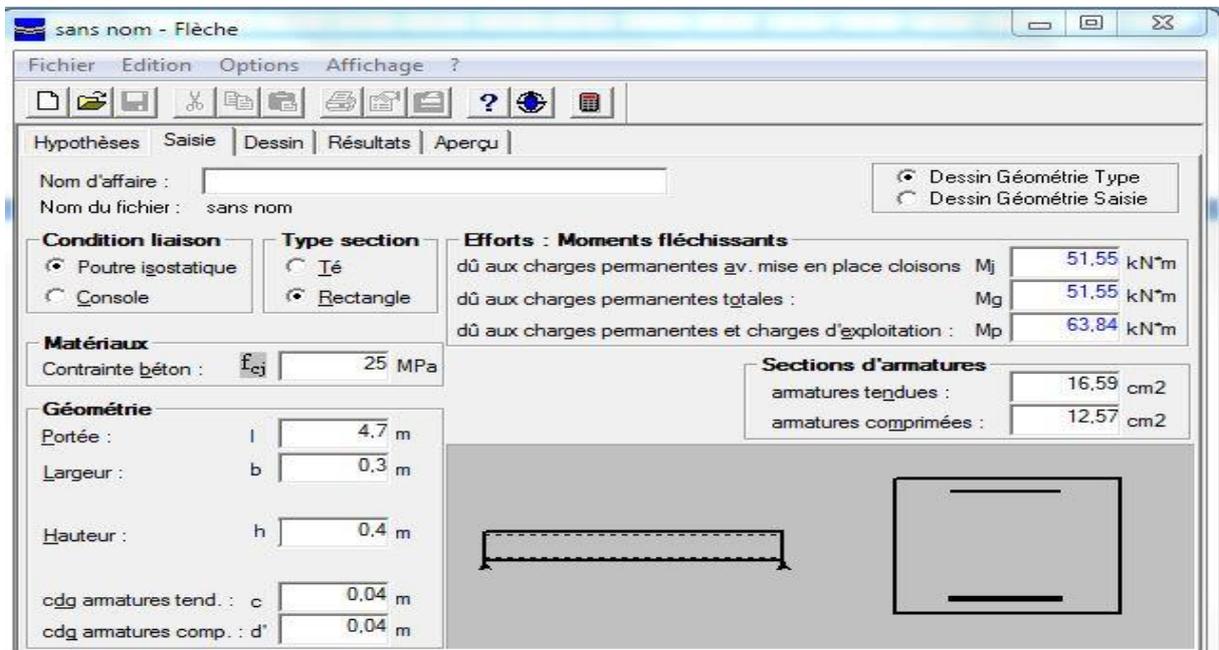


Fig. V.5 : insertion des données des poutres porteuses.

- résultat :

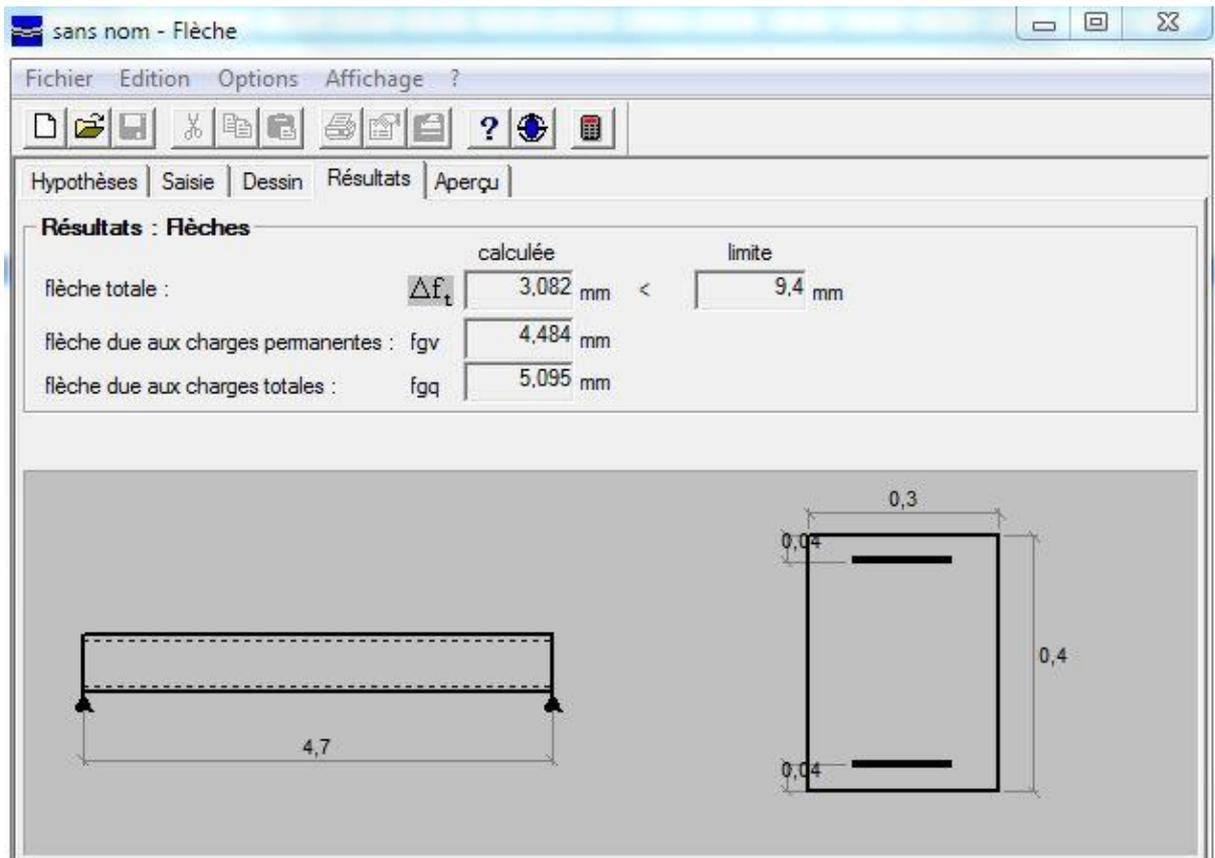


Fig. V.6 : résultat de calcul de la flèche des poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	f (mm)	f ^{adm} (mm)	observation
5 ^{ème}	30x40	3.08	9.40	Vérifiée

Tableau V-65 : Vérification de la Flèche des Poutres porteuses.

❖ **POUTRES NON - PORTEUSES :**

- **Insertion des données :**

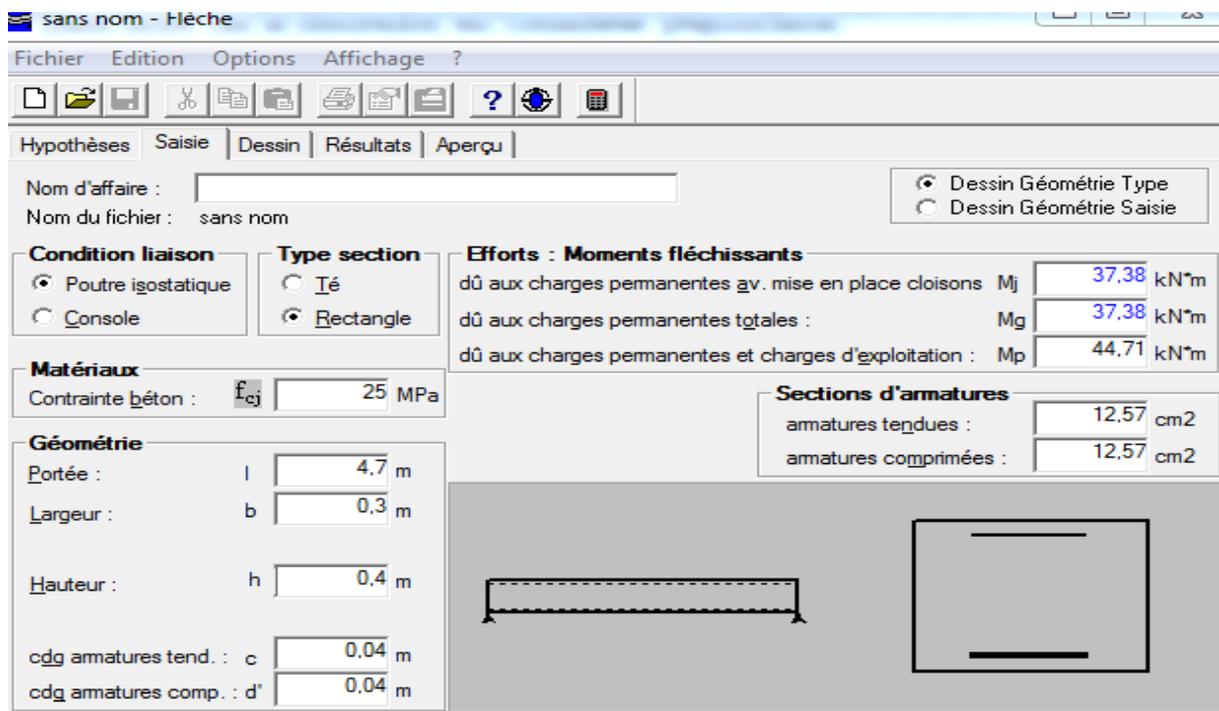


Fig. V.7 : insertion des données des poutres non - porteuses.

- **résultat :**

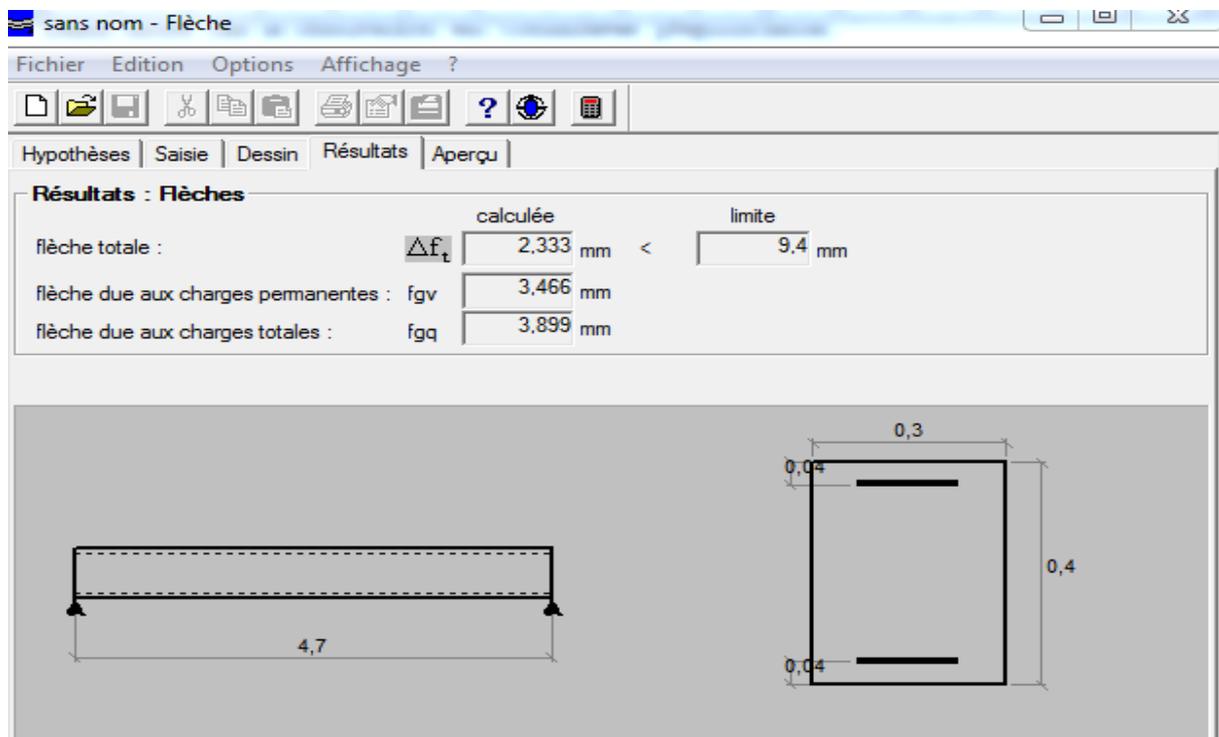


Fig. V.8 : résultat de calcul de la flèche des poutres non - porteuses.

<i>Niveaux</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>f (mm)</i>	<i>f^{add} (mm)</i>	<i>observation</i>
<i>9^{eme}</i>	<i>PNP 30x40 (travée)</i>	<i>2.33</i>	<i>9.4</i>	<i>Vérifier</i>
	<i>PNP 30x40 (appuis)</i>	<i>2,94</i>	<i>9.4</i>	<i>Vérifier</i>

Tableau V-66 : Vérification de la Flèche des Poutres non - porteuses.

2.9. ARRÊT DES BARRES:

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \frac{L^{\max}}{4}$ appuis en travée de rive.

$h' \geq \frac{L^{\max}}{5}$ appuis en travée intermédiaire.

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

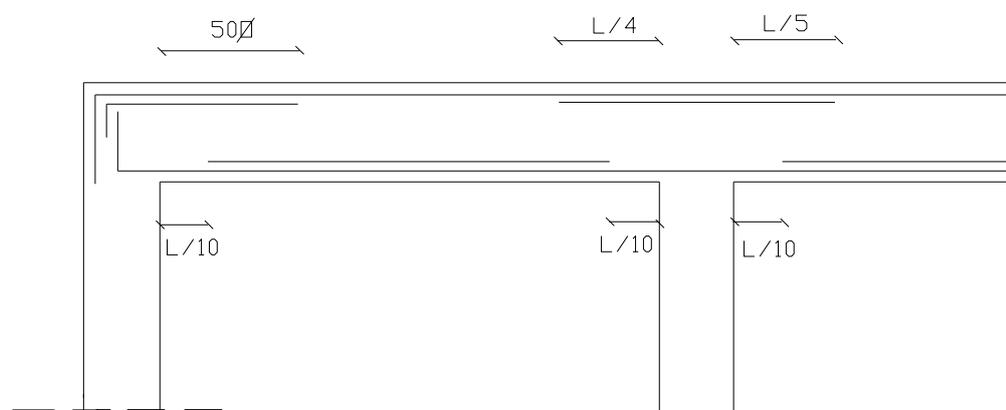
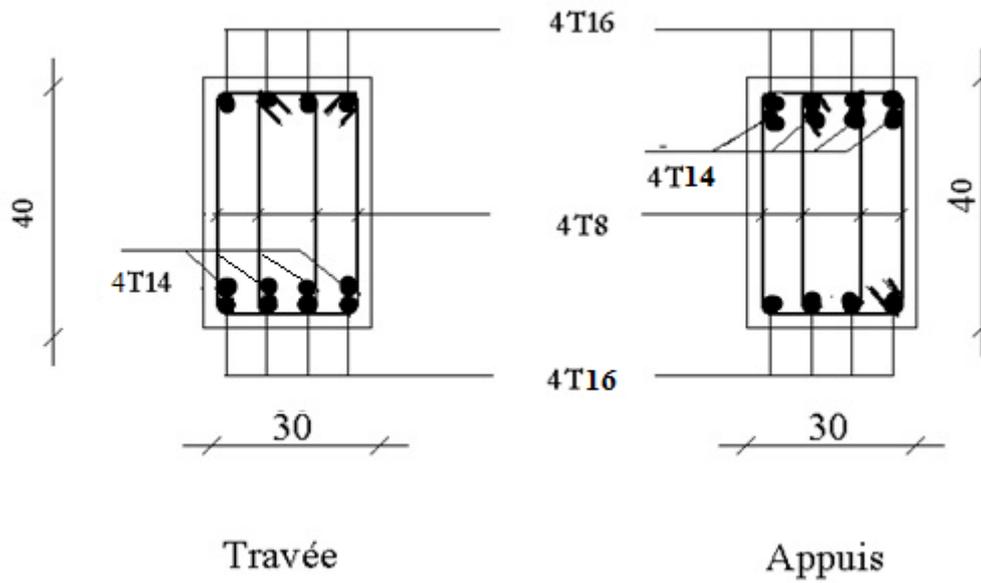
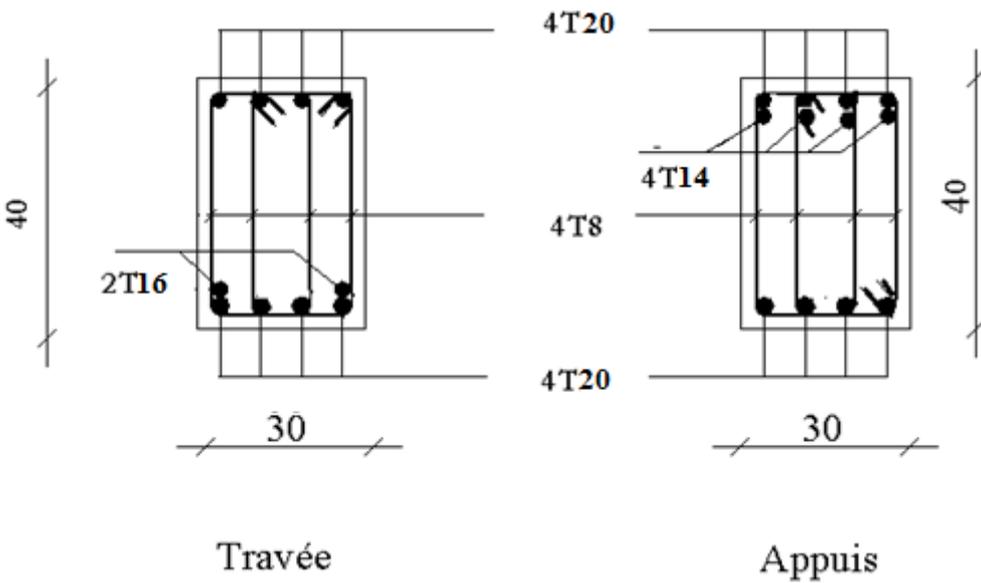


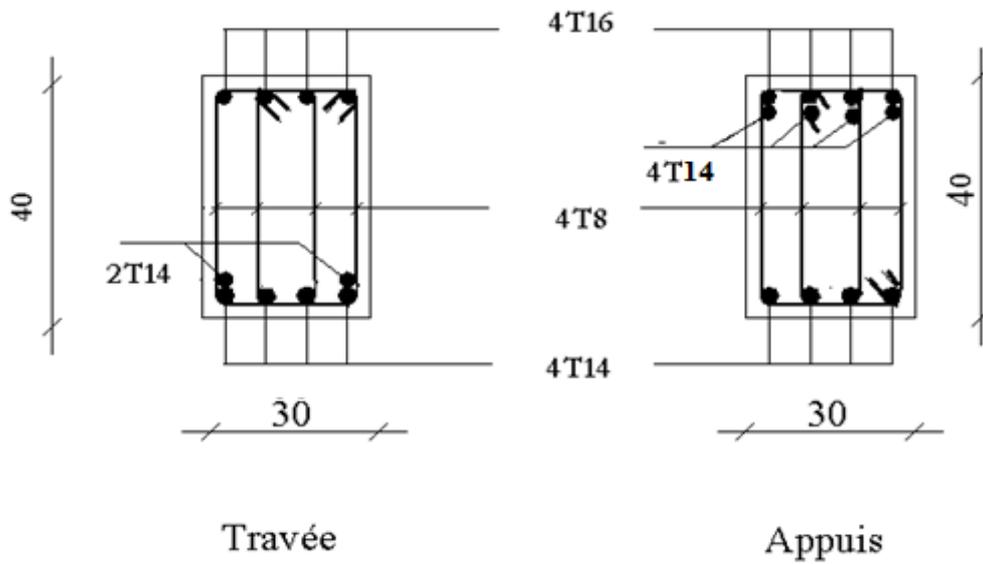
Fig. V.9 : arrêt des barres.



S/sol, RDC et 1^{ere} étage (30X40) cm²

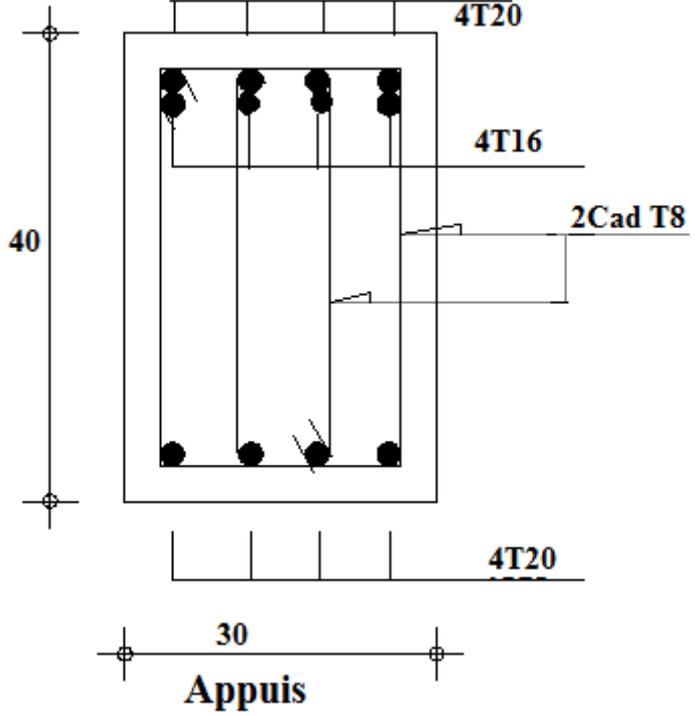
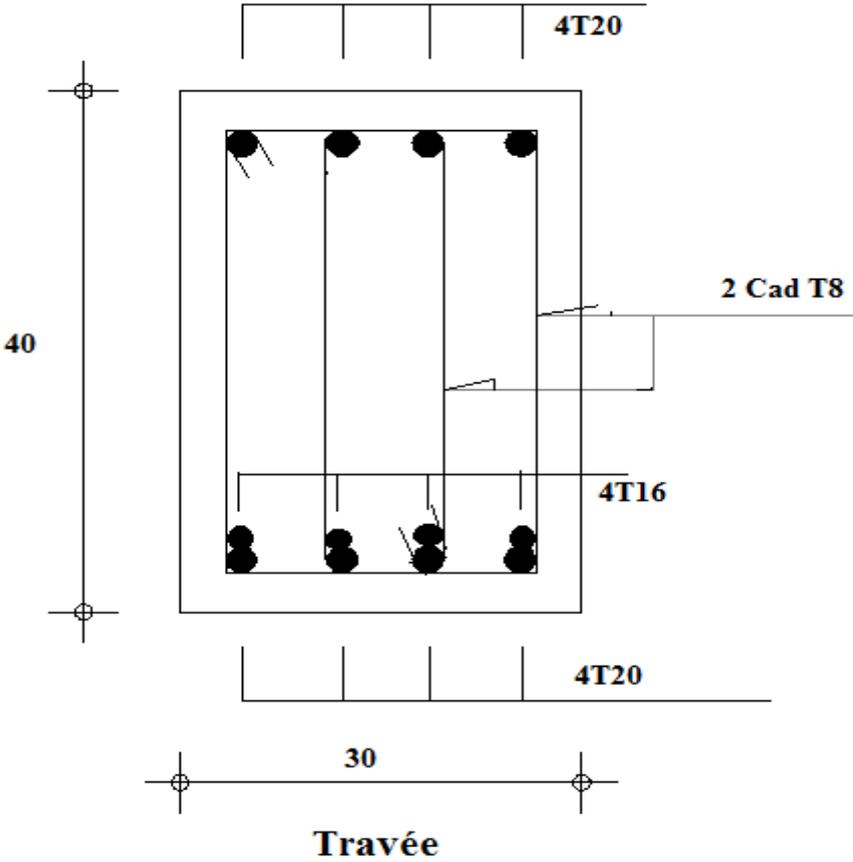


2^{eme} - 7^{eme} étage (30X40) cm²

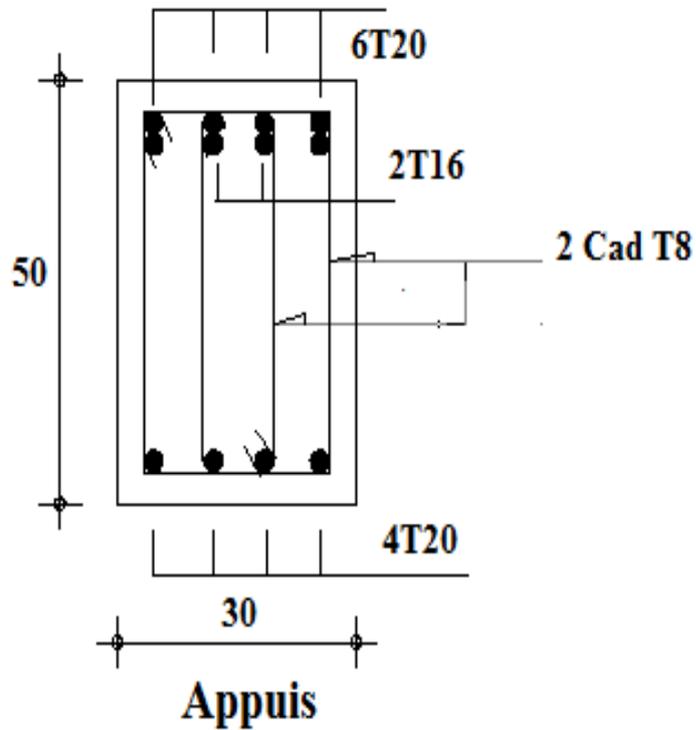
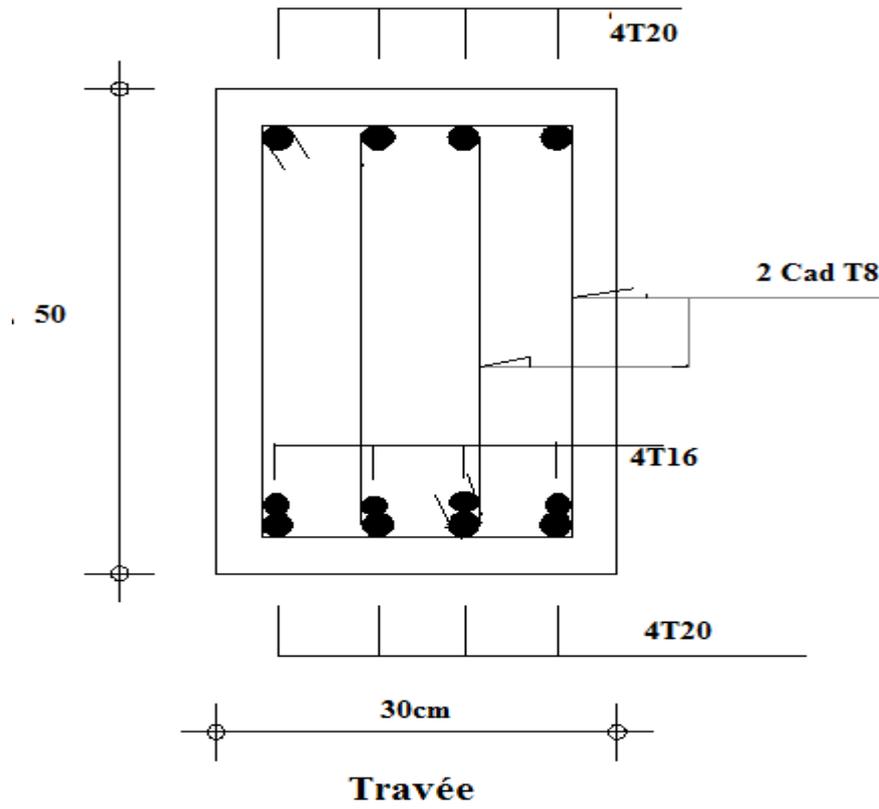


8^{eme} - 10^{eme} étage (30X40) cm²

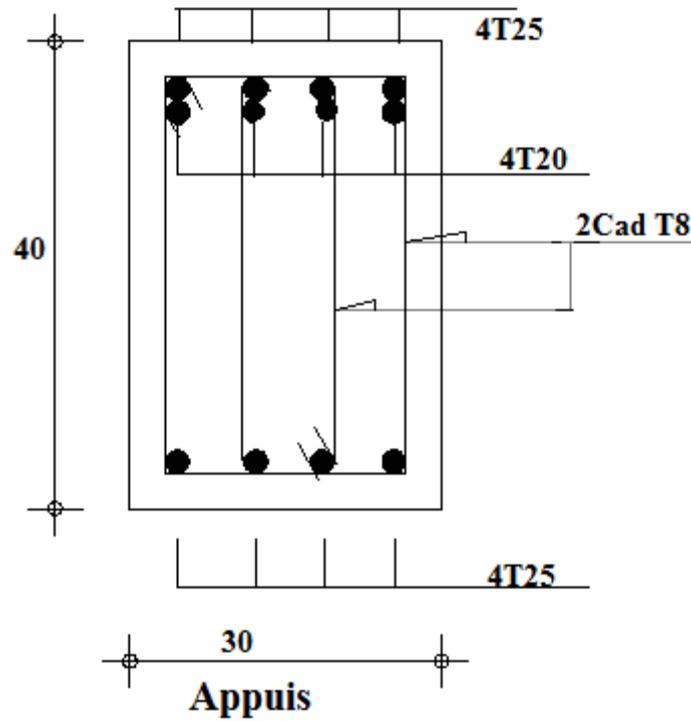
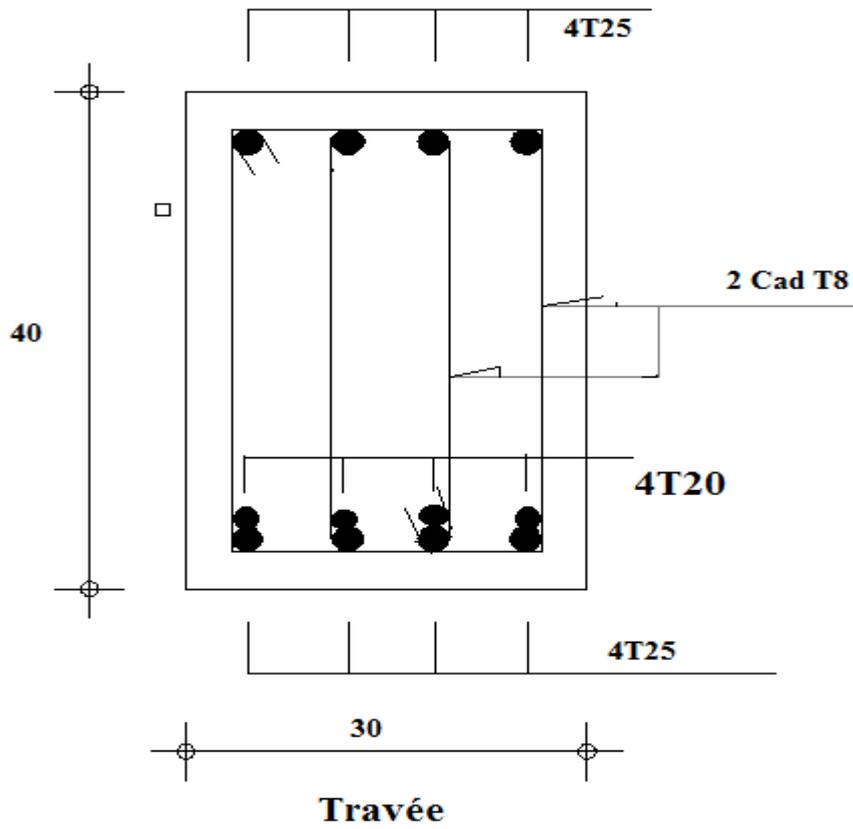
Fig. V.10 : schémas de ferrailage des poutres porteuses.



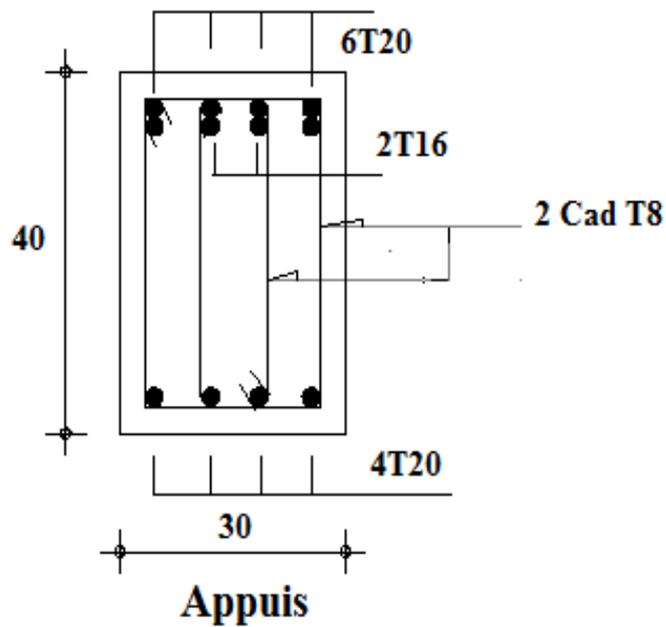
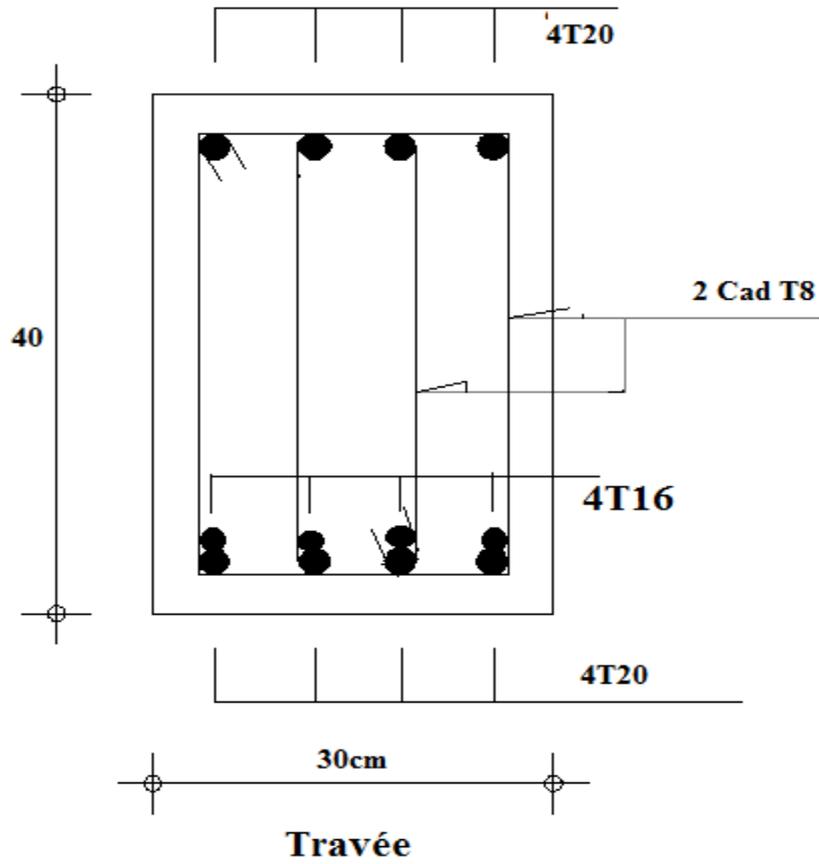
S/sol et RDC (30X40) cm²



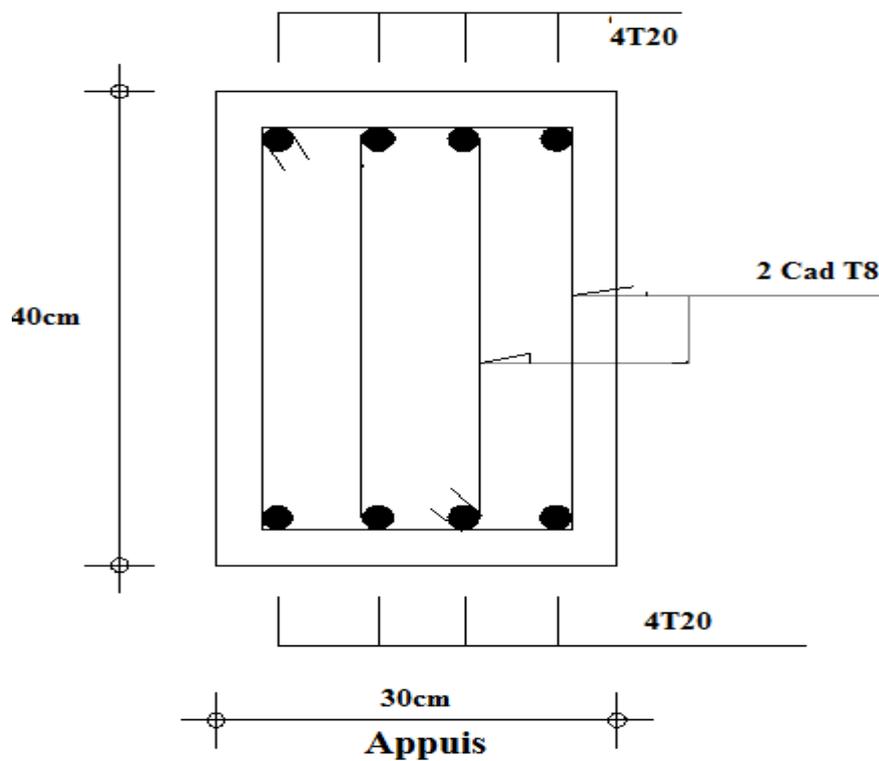
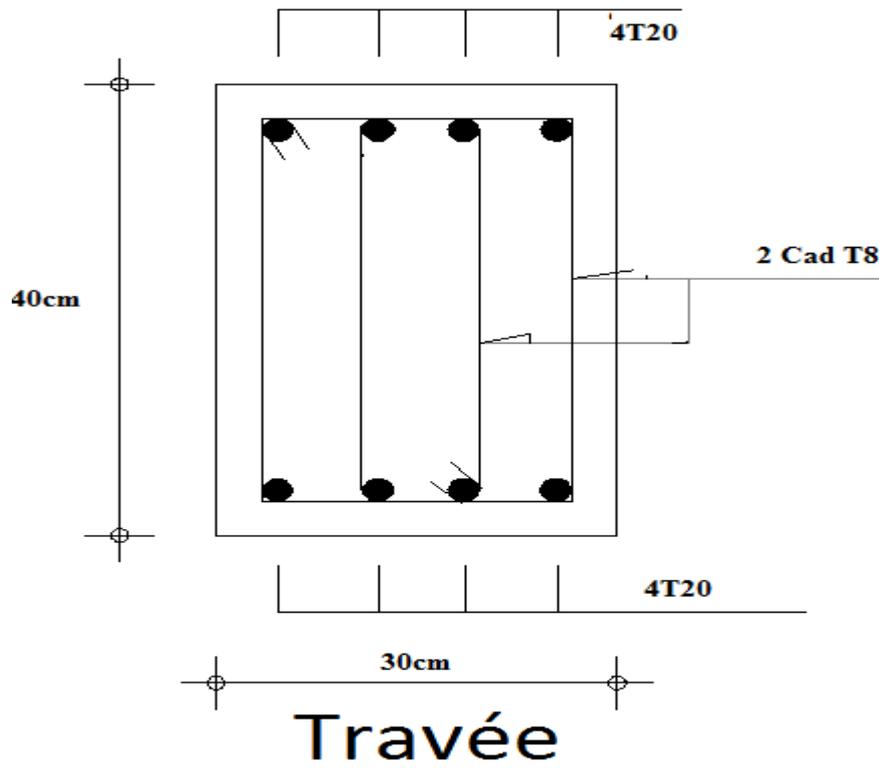
1^{eme} - 4^{eme} étage (30X50) cm²



5^{eme} étage (30X40) cm²



6^{eme} étage (30X40) cm²



7^{eme} - 10^{eme} étage (30X40) cm²

Fig. V.11 : schémas de ferrailage des poutres non - porteuses.

4. FERRAILLAGE DES VOILES :

4.1. GENERALITES:

Les voiles sont des éléments porteurs en béton armé ayant pour rôle d'assurer le contreventement de la structure en présence des efforts horizontaux dus au séisme et au vent, de reprendre et transmettre une partie des charges verticales.

Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

4.2. INTRODUCTION AU FERRAILLAGE DES VOILES :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base. La figure suivante montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

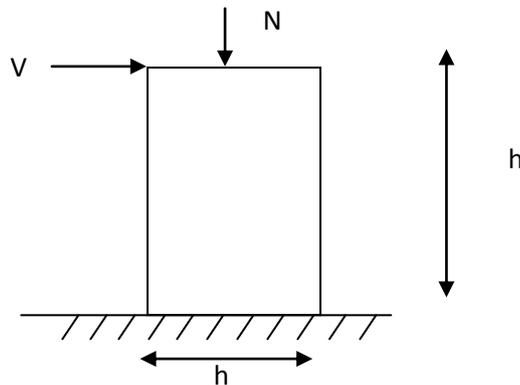


Fig. V.12 : schéma statique d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1- D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage ρ_{V0}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage ρ_V)
- 2- D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage ρ_H
- 3- Les armatures transversales (epingles) (perpendiculaires aux parement du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

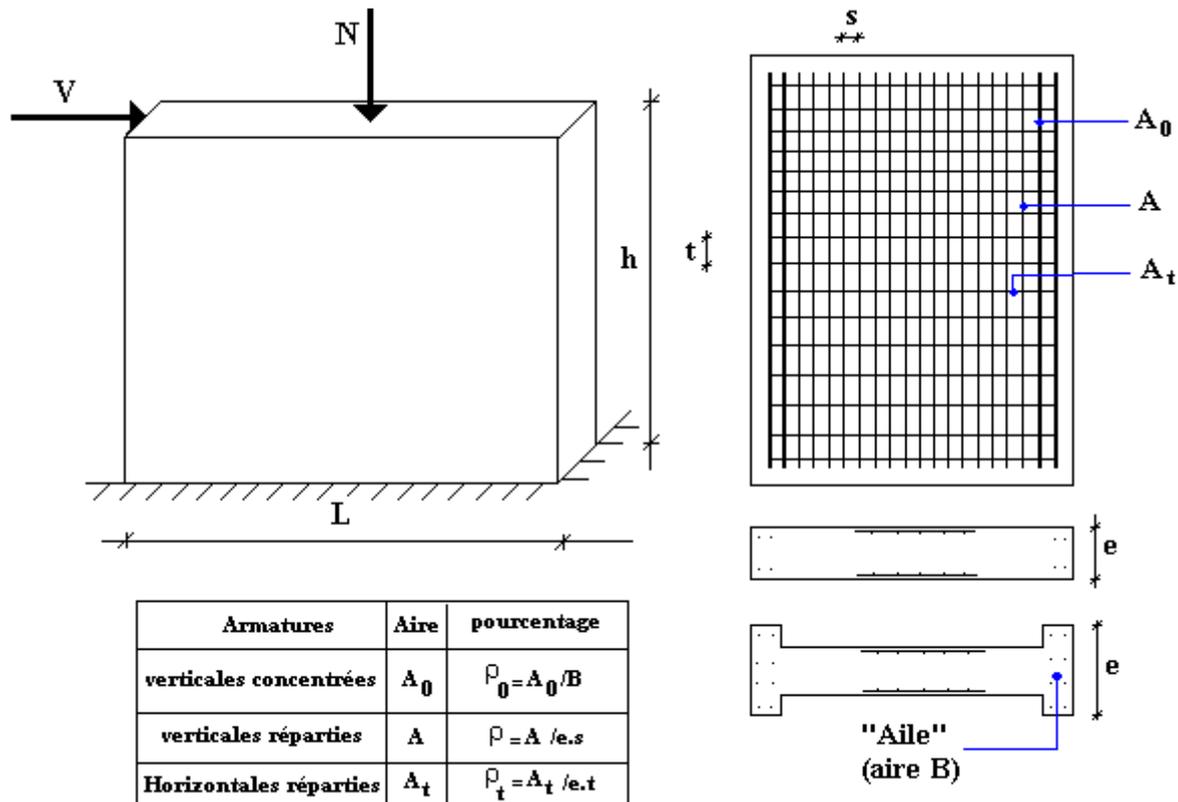


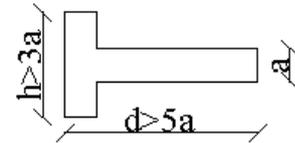
Fig. V.13 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferraillage

4.3. JUSTIFICATIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES :

a. Conditions d'application:

- La longueur d du mur : $d \geq 5a$.

- L'épaisseur a du mur :
 - $a \geq 10\text{cm}$ pour les murs intérieurs.
 - $a \geq 12\text{cm}$ pour les murs extérieurs comportant une protection.
 - $a \geq 15\text{cm}$ pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.



- L'élancement mécanique λ : $\lambda \leq 80$
- Le raidisseur d'extrémité h : $h \geq 3a$

Fig. V.14 : Définition de l'élément mur.

b. Longueur de flambement: (murs non raidi latéralement)

Soit :

l : la hauteur libre du mur;

l_f : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.

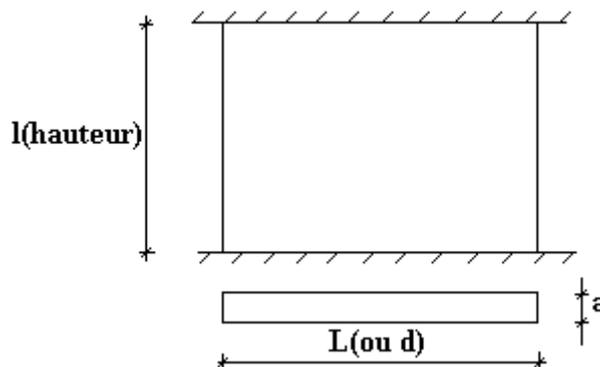


Fig. V.15 : les dimensions d'un voile.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

<i>Liaisons du mur</i>		<i>Mur armé verticalement</i>	<i>Mur non armé verticalement</i>
<i>Mur encastré en tête et en pied</i>	<i>Il existe un plancher de part et d'autre</i>	0,80	0,85
	<i>Il existe un plancher d'un seul côté</i>	0,85	0,90
<i>Mur articulé en tête et en pied</i>		1,00	1,00

Tableau V-67 : Valeurs de (l_f/l) .

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

c. Effort de compression en ELU :

Soient :

l_f : longueur de flambement calculée en (b).

a : épaisseur du voile

d : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : limite élastique de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

Nota:

Les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas ou plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voiles armé verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	B_r	M^2	$d(a-0,02)$	
<i>Pour $\lambda \leq 50$</i>	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Pour $50 \leq \lambda \leq 80$</i>			$0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u \text{ lim}}$	KN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	σ	KPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

Tableau V-68 : Les efforts de compressions dans les voiles.

Remarque:

La contrainte limite vaut $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{a d}$ que nous appelions σ_{bna} ou σ_{ba} suivant que le béton est non armé ou armé.

d. Niveaux de vérification :

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$.
- Niveau **II-II** sous le plancher haut : $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$.

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

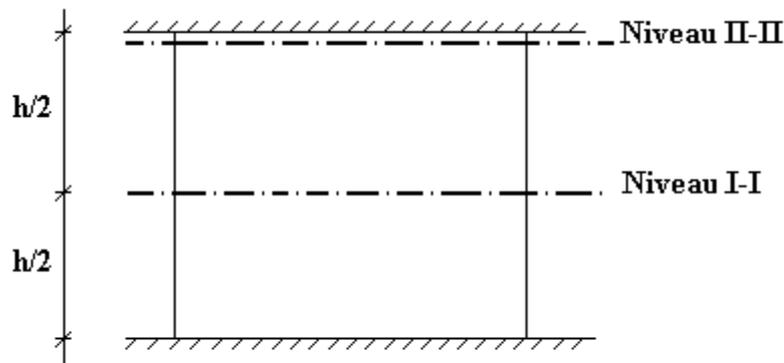


Fig. V.16 : les niveaux de voile à vérifiés.

e. ACIERS MINIMAUX:

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre *a*.

1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :

	<i>Aciers verticaux</i>	<i>Aciers horizontaux</i>
<i>Espacement maximal entre axes</i>	$S_t \leq \min (0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<i>Acier minimal</i>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[\frac{2\rho_{vMax}}{3}; 0,001 \right]$
<i>Pourcentage minimal</i>	$\rho_v = \text{Max} \left[0,001; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(\frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\lim}} - 1 \right) \right]$ <p>par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire</p>	ρ_{vMax} = le pourcentage vertical de la bande la plus armée

Tableau V-69 : Aciers verticaux et horizontaux.

- La section d'armatures correspondant au pourcentage ρ_v doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée.
- La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

2. **Aciers transversaux** : (perpendiculaire aux parements).

Seuls les aciers verticaux (de diamètre ϕ_l) pris en compte dans le calcul de $N_{u\ lim}$ sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre ϕ_t).

	Nombres d'armatures transversales	Diamètre ϕ_t
$\phi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par m^2 de voile	6mm
$12\text{ mm} < \phi_l \leq 20\text{mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20\text{mm} < \phi_l$	Espacement $\leq 15 \phi_l$	8mm

Tableau V-70 : Aciers transversaux.

f. **Cisaillement** :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à $0,05f_{c28}$ (il faudra donc vérifier que $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$).

4.4. PROCEDURE DE FERRAILAGE DES TRUMEAUX :

1. INTRODUCTION :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **B.A.E.L. 91** et **R.P.A. 99**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

2. MÉTHODE SIMPLIFIÉE (VARIANTE 2) POUR LES VOILES RECTANGULAIRES :

- C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (variante 2).
- Le *DTU 23.1 NF* (ou le *DTR B-C 2.42*) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

Comme déjà dit, les voiles du Bâtiment sont sollicités en flexion composée.

Les contraintes normales engendrées (σ) peuvent être soit des contraintes de compression ou de traction.

1 - ZONE COMPRIMÉE :

Si $\sigma < 0 \rightarrow$ compression

Dans ce cas le Voile n'est pas armé à la compression, on prend :

$$A_s = \text{Max} (\text{Min BAEL} ; \text{Min RPA}).$$

2 - ZONE TENDUE :

Si $\sigma > 0 \rightarrow$ traction

Lorsqu' une partie (zone) du voile est tendue, la contrainte de traction (moyenne) σ_m vaut :

$$\sigma_m = \frac{F_T}{(e \times l_m)}$$

Avec :

F_T : force de traction.

e : épaisseur du voile.

l_m : longueur de la section considérée (ici maille).

Cette contrainte entraîne une section d'acier A_s tel que :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_m \cdot \gamma_s}{f_e} \cdot \Delta s = A_v$$

Où : $\Delta s = e \times l_m$

$\frac{A_s}{S}$ Est répartie sur S ; cette quantité d'acier sera répartie en deux nappes (une sur chaque face du voile).

Rappelons que les voiles ont été modélisés par des éléments coques (Shell) à 4 nœuds.

Un maillage horizontal et vertical (voir figure ci après) de chaque voile est nécessaire pour approcher les valeurs réelles des contraintes.

Le rapport (a/b) des dimensions de la maille est choisi proche de l'unité.

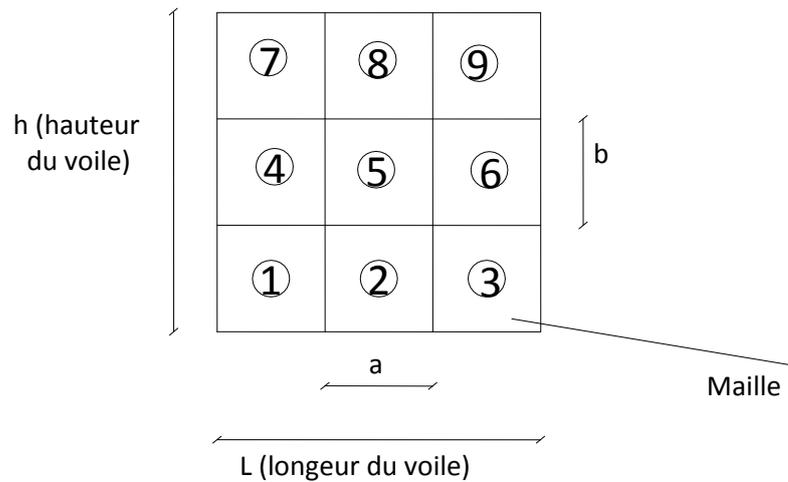


Fig. V.17 : Discrétisation d'un voile en élément (maille) coque.

La lecture des contraintes moyennes (de traction ou de compression) se fait directement au milieu de chaque maille.

4.5. ACIERS HORIZONTAUX:

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v \quad (A_v = A_s \text{ précédemment définit})$$

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25$$

$\tau_u = S_{12}$ est donnée par l'inter face graphique du **SAP 2000**.

S_t : Espacement maximal trouvé pour A_v .

$b_0 = a$ (épaisseur du trumeau).

$$A_h \geq \text{Max}(A_{h1}, A_{h2})$$

4.6. PRÉCONISATION DU RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN : (R.P.A.99 VERSION 2003)

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $l/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

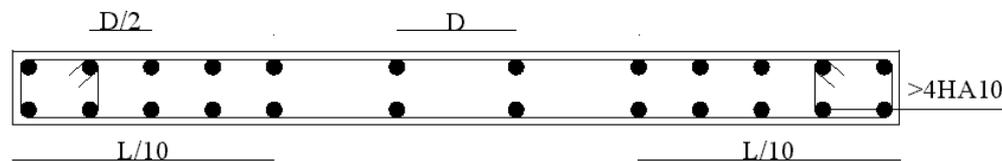


Fig. V.18 : Disposition des Armatures verticales dans les voiles.

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%
 - En zone courante 0,10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

4.7. EXEMPLE DE CALCUL : (voile 2)

Soit le voile de longueur :

$$L = 4,70 \text{ m.}$$

$$a = 0,2 \text{ m (épaisseur).}$$

$$h = 3,23 \text{ m (hauteur d'étage).}$$

Le voile est découpé en 5 mailles horizontales de même longueur $L^i = 0.94 \text{ m}$ et de section :

$$S_i = L^i \cdot (a).$$

- **Contraintes limites :**

Pour une hauteur d'étage de 3,23 d'où la hauteur libre est égale à :

- $h_e = 3,23 - 0,40 = 2,83\text{m}$ (0,40m : hauteur de la poutre porteuse).

	Unité	Béton non armé	Béton armé
Longueur de flambement l_f	m	$2,83 \times 0,85 = 2.41$	$0,8 \times 2,83 = 2.264$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.20} = 41.74$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0.20} = 39.21$
Coefficient α		0.469	0.679
Section réduite B_r (par ml) Avec $d = 1\text{m}$	M^2	$(a - 0,02)l = (0,2 - 0,02)l = 0,18$	$(a - 0,02)l = (0,2 - 0,02)l = 0,18$
Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{a d}$ Avec $d = 1\text{m}$	MPa	$\sigma_{bna} = 0.469 \left[\frac{0,18 \times 25}{0,9 \times 1,15 \times 0,2} \right]$ $\sigma_{bna} = 10,20 \text{ MPa}$	$\sigma_{ba} = \frac{0,679}{0,2} \left(\frac{0,18 \times 25}{0,9 * 1,15} + A_s \frac{400}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 15,00 \text{ MPa}$

Tableau V-71 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple.

✓ **Remarque:**

$\sigma_{ba} = 15,00 \text{ MPa}$ correspondant à $A_s = 0,1\%$ de B_{et} .

$$B_{et} = (0,18) (0,94) \text{ m}^2.$$

$$A_s = 1.69 \text{ cm}^2 = 1.69 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2.$$

- **Armatures verticales de traction :**

Maile (ou élément de voile)	1	2	3	4	5
Dimensions (m²) (a*l) = S_j	0.188	0.188	0.188	0.188	0.188
Contrainte moyenne par bande σ_j (MPa)	4.39	2.60	2.13	3.18	5.45
Force de traction F_t(MN) = σ_jS_j	0.825	0.489	0.40	0.598	1.025
Section d'acier (cm²) $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ (situation accidentelle γ_s = 1)	20.63	12.23	10.00	14.95	25.63
Aciers minimaux (cm²) 1. Selon BAEL: 0,1% S_{béton} 2. Selon RPA99: 0,15 % S_{béton}	1.88 2.82	1.88 2.82	1.88 2.82	1.88 2.82	1.88 2.82
Acier total (sur deux faces en cm²) S_i : espacement (Cm)	2 x 7T14 = 21.55 $\frac{94}{6} = 15.67$	2 x 6T12 = 13.57 $\frac{94}{5} = 18.80$	2 x 7T10 = 11.00 $\frac{94}{6} = 15.67$	2 x 5T14 = 15.39 $\frac{94}{4} = 23.50$	2 x 7T16 = 28.15 $\frac{94}{6} = 15.67$
S ≤ (1.5 a, 30cm) S ≤ 30 cm	vérifié	vérifié	vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau V-72 : Calcul des armatures verticales de l'exemple.

- **Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :** " R.P.A.99 version 2003 "

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} \quad ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot Li$$

$$S_{12} = 1.62 \text{ MPa.}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1.62 (200)(940)}{400} 1,4 = 1172.556 \text{ mm}^2$$

$$A_{vj} = 11.73 \text{ cm}^2$$

Cette quantité d'acier sera ajoutée le long des joints de reprise de coulage.

- **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8} \quad S_{12} = 1.62 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12}$$

$$S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (1.62) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 5.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la Maille la plus armé} \}.$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (28.15) = 18.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \min} = (0,15\%) a l = \frac{0,15}{100} (20) (94) = 2.82 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{\min}) = 18.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 5T16 = 20.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{940}{4} = 235 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 235 \text{ mm} < S_{t \min} = 300 \text{ mm}$... vérifié.

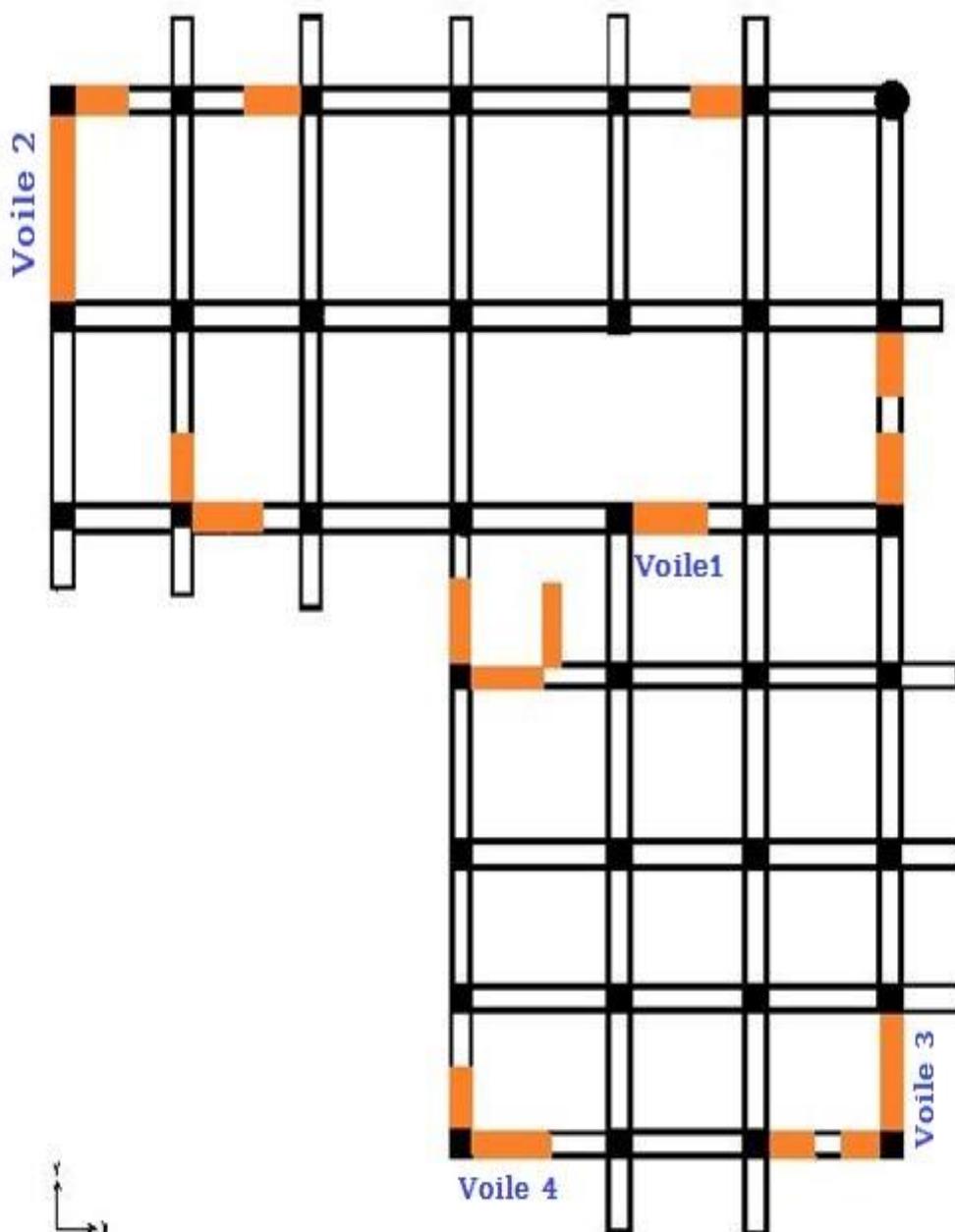
4.8. PRESENTATION DES RESULTATS :

Fig. V.19 : disposition des voiles ferrailés.

	e (cm)	L_i (m)	L_{voile} (m)
Voile 1	20	0.7	2.1
Voile 2	20	0.94	4.7
Voile 3	20	0.925	3.7
Voile 4	20	0.82	1.63

Tableau V-73 : Caractéristiques des voiles.

✓ **Nota :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge $G + Q \pm E$.

- **Armatures verticales de traction :**

Hauteur (m)	Maille	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	A_s/B (%)	Le choix	A_v adopté (cm^2)	S_t (cm)
RDC - 4 ^{ème}	1	0.14	3.42	0.479	11.98	0.86	2 x 6T12	13.57	14
	2	0.14	3.92	0.549	13.73	0.98	2 x 5T14	15.39	17.50
	3	0.14	10.97	1.536	38.40	2.74	2 x 7T20	43.98	11.67
5 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.14	3.10	0.434	10.85	0.78	2 x 7T10	11.00	11.67
	2	0.14	1.77	0.248	6.20	0.44	2 x 5T10	7.85	17.50
	3	0.14	6.56	0.918	22.30	1.59	2 x 6T16	24.13	14

Tableau V-74 : Calcul des armatures du voile N1.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{V\text{ adopté}}$ (cm ²)	S_t (cm)
RDC - 3 ^{ème}	1	0.188	4.39	0.825	20.63	1.10	2 x 7T14	21.55	15.67
	2	0.188	2.60	0.489	12.23	0.65	2 x 6T12	13.57	18.80
	3	0.188	2.13	0.40	10.00	0.53	2 x 7T10	11.00	15.67
	4	0.188	3.18	0.598	14.95	0.80	2 x 5T14	15.39	23.50
	5	0.188	5.45	1.025	25.63	1.36	2 x 7T16	28.15	15.67
4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1	0.188	2.89	0.543	13.58	0.72	2 x 6T12	13.58	18.80
	2	0.188	1.29	0.243	6.08	0.32	2 x 5T10	7.85	23.50
	3	0.188	0.47	0.088	2.20	0.12	2 x 5T10	7.85	23.50
	4	0.188	0.78	0.147	3.68	0.20	2 x 5T10	7.85	23.50
	5	0.188	1.47	0.276	6.90	0.37	2 x 5T10	7.85	23.50

Tableau V-75 : Calcul des armatures du voile N2.

Hauteur (m)	Maille	S_i (m ²)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm ²)	As/B (%)	Le choix	$A_{V\text{ adopté}}$ (cm ²)	
RDC - 4 ^{ème}	1	0.185	6.01	1.11	27.75	1.5	2 x 7T16	28.14	15.42
	2	0.185	2.51	0.46	11.5	0.62	2 x 6T12	13.58	18.5
	3	0.185	3.54	0.65	16.25	0.88	2 x 5T16	20.1	23.13
	4	0.185	7.27	1.34	35	1.89	2 x 9T16	36.2	11.56
5 ^{ème} - 10 ^{ème}	1	0.185	3.79	0.70	17.5	0.95	2 x 9T12	18.1	11.56
	2	0.185	0.99	0.18	4.5	0.243	2 x 5T10	7.86	23.13
	3	0.185	1.06	0.20	5	0.27	2 x 5T10	7.86	23.13
	4	0.185	2.61	0.48	12	0.65	2 x 6T12	13.58	18.5

Tableau V-76 : Calcul des armatures du voile N3.

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Maille</i>	S_i (m^2)	σ_j (MPa)	F_t (MN)	A_s (cm^2)	As/B (%)	<i>Le choix</i>	$A_{V\text{ adopté}}$ (cm^2)	S_t (cm)
RDC	1	0.164	3.52	0.58	14.5	0.88	2 x 7T12	15.84	13.67
- 4 ^{ème}	2	0.164	1.12	0.18	4.5	0.27	2 x 5T10	7.86	20.5
5 ^{ème}	1	0.164	1.65	0.27	6.75	0.41	2 x 5T10	7.86	20.5
- 10 ^{ème}	2	0.164	3.75	0.62	15.5	0.94	2 x 7T12	15.84	13.67

Tableau V-77 : Calcul des armatures du voile N4.

• *Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) :*

$S_{12} = \tau_u$ désigne la contrainte moyenne tangentielle (c.à.d. valeur au milieu de la maille).

<i>N° des voiles</i>	<i>zone</i>	τ_u (MPa)	A_{vj}^{cal} (cm^2)	<i>Le choix</i>	$A_{adopté}$ (cm^2)
V1	1	4.41	23.77	2 x 6T16	24.13
	2	3.51	18.92	2 x 5T16	20.11
V2	1	1.62	11.73	2 x 6T12	13.57
	2	1.09	7.89	2 x 6T10	9.42
V3	1	3.19	22.72	2 x 6T16	24.12
	2	1.92	13.68	2 x 5T14	15.40
V4	1	3.45	21.78	2 x 6T16	24.12
	2	3.22	20.33	2 x 7T4	21.56

Tableau V-78 : Calcul des aciers de couture des voiles.

- **Armatures verticales de compression:**

Si $\sigma^{\max} = 10.97 \text{ Mpa} < \sigma_{ba} = 15.00 \text{ Mpa} \Rightarrow$ Les voiles ne sont pas armés à la compression, on prend la section minimale :

✓ Selon le B.A.E.L : $\rho_v = 0,10\%$

✓ Selon le R.P.A. 99: $\rho_v = 0,15\%$

$$\rho_{v \text{ cal}} = \text{Max} (\rho_{v \text{ RPA}} , \rho_{v \text{ BAEL}})$$

Le tableau présente les valeurs des sections d'aciers de compression :

<i>Hauteur (m)</i>	<i>Li (m)</i>	<i>A_s^{cal} (cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>A_{adopté} (cm²)</i>
V1	0.7	2.10	2 x 4T10	6.28
V2	0.94	2.82	2 x 5T10	7.85
V3	0.925	2,78	2 x 5T10	7.86
V4	0.82	2,46	2 x 4T10	6.28

Tableau V-79 : Calcul des aciers de compression des voiles.

- Aciers horizontaux :

Voile	Niveaux	τ_u (Mpa)	A_{h1} (cm ²)	A_{h2} (cm ²)	A_h^{min} (cm ²)	A_h (cm ²)	choix	$A_h^{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
VL1	RDC - 4 ^{ème}	4.41	14.47	29.32	2.10	29.32	2 x 5T20	31.42	17.5
	5 ^{ème} - 10 ^{ème}	3.51	11.51	16.09	2.10	16.09	2 x 6T14	18.47	14
VL2	RDC - 3 ^{ème}	1.62	5.32	18.77	2.82	18.77	2 x 5T16	20.11	23.5
	4 ^{ème} - 7 ^{ème}	1.09	3.58	9.05	2.82	9.05	2 x 6T10	9.42	18.8
VL3	RDC - 4 ^{ème}	3.19	10,47	24.13	2.78	24.13	2 x 7T16	28.14	15.4
	5 ^{ème} - 10 ^{ème}	1.92	6.30	12.07	2.78	12.07	2 x 8T10	12.56	13.21
VL4	RDC - 4 ^{ème}	3.45	11.32	10.56	2.46	11.32	2 x 4T14	12.32	27.33
	5 ^{ème} - 10 ^{ème}	3.22	10.56	10.56	2.46	10.56	2 x 7T10	11.00	13.67

Tableau V-80 : Calcul des aciers horizontaux des voiles.

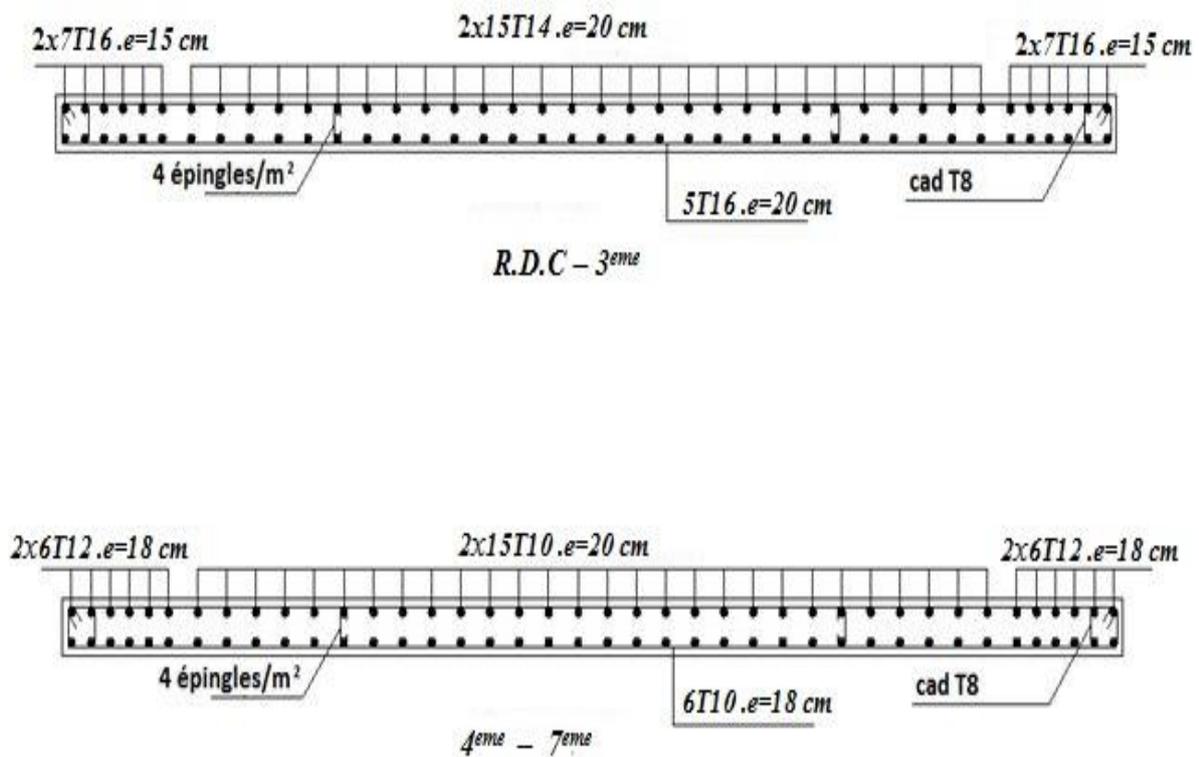
❖ EXEMPLE DE FERRAILLAGE D'UN VOILE :

Fig. V.20 : schéma de ferrailage du voile N2.

1. INTRODUCTION :

Les fondations sont des dispositifs constructifs faisant partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Ces éléments permettent la transmission au sol de toutes les actions provenant de la structure (charges et surcharges combinées) en assurant la stabilité de cette dernière.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous poteau
 - Semelle filante sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux)

1.2. FONCTIONS ASSURÉES PAR LES FONDATIONS :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✚ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ✚ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✚ Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

1.3. CLASSIFICATION DES FONDATIONS

Fondé un ouvrage, consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol .

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

1.4. CALCUL DES FONDATIONS

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes donnée du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

$N = N_1 + N_2$

N_1 : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [$G+Q+E$].

N_2 : Charge du sous-sol calculé par la combinaison [$1,35 G+1,5Q$].

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Bloc A :

<i>N°</i>	<i>Poteaux</i>	<i>N₁(kN)</i>	<i>N₂ (kN)</i>	<i>N (kN)</i>
95	1-A	1740,99	123,03	1864,02
67	1-B	3218,45	177,11	3395,56
53	1-C	2260,52	194,05	2454,57
49	1-D	1847,67	200,03	2047,97
83	2-A	3471,92	175,22	3647
69	2-B	2444,62	287,48	2732,1
55	2-C	1842,36	305,32	2147,68
51	2-D	2416,37	316,90	2733,27
85	3-A	3103,57	170,70	3274,27
71	3-B	3025,17	260,09	3285,26
57	3-C	4109,85	263,09	1997,38
47	3-D	2368,87	241,50	4372,94
87	4-A	1897,44	162,19	2059,63
73	4-B	1681,84	246,63	1928,47
59	4-C	2050,06	260,71	2310,77
45	4-D	3878,59	176,53	4055,12
89	5-A	2346,77	158,73	2505,5
75	5-B	1678,19	239,79	1917,98
61	5-C	1675,96	253,36	1929,32
41	5-D	1457,22	172,44	1629,66
91	6-A	6255,41	199,81	6455,22
77	6-B	1478,32	235,00	1713,32
63	6-C	1598,27	248,24	1846,51
39	6-D	1563,31	169,68	1732,99
93	7-A	5528,29	183,97	5712,26
79	7-B	3218,19	161,70	3379,89
65	7-C	1659,03	169,33	1828,36
35	7-D	3061,87	164,75	3226,62

Tableau VI. 1 : Effort normal appliqué sur les fondations(bloc A)**Bloc b:**

<i>N°</i>	<i>Poteaux</i>	<i>N₁(kN)</i>	<i>N₂ (kN)</i>	<i>N (kN)</i>
49	1- D	1847,67	200,03	2047,7
29	1- E	2487,65	176,27	2663,92
23	1- F	1525,46	174,37	1699,83
17	1- G	3972,69	208,97	4181,66
51	2- D	2416,37	316,90	2733,27
31	2- E	1536,31	293,53	1829,84
25	2- F	1167,54	266,79	1434,33
19	2- G	3478,78	231,50	3710,28
47	3- D	2368,87	241,50	2610,37
33	3- E	1734,29	183,43	1917,72
27	3- F	2019,99	181,65	2201,64
21	3- G	1181,52	121,97	1303,49

Tableau VI. 2 : Effort normal appliqué sur les fondations(bloc B)

2. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

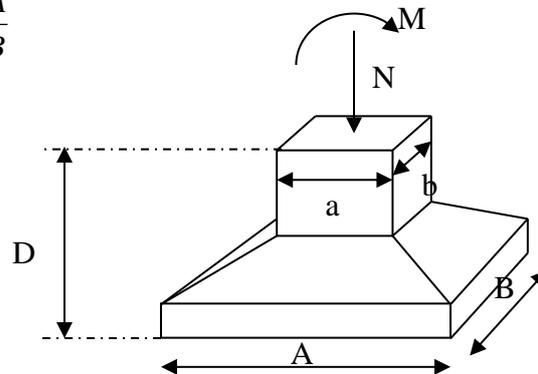


Figure VI. 1 : Dimensions de la semelle isolée

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$$A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

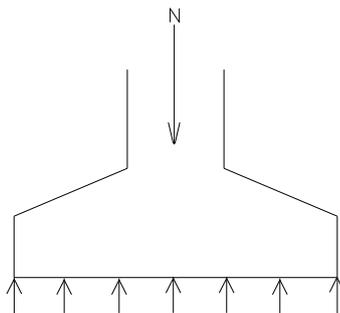


Figure VI.2.Semelle isolée sous poteau

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A :

<i>N°</i>	<i>Poteaux</i>	<i>N (kN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>A(m)</i>	<i>A^{choisie} (m)</i>
95	1-A	1864,02	9,32	3,05	3,50
67	1-B	3395,56	16,98	4,12	4,50
53	1-C	2454,57	12,27	3,50	3,50
49	1-D	2047,97	10,24	3,20	3,50
83	2-A	3647	18,24	4,27	4,50
69	2-B	2732,1	13,66	3,70	4,00
55	2-C	2147,68	10,74	3,28	3,50
51	2-D	2733,27	13,67	3,70	4,00
85	3-A	3274,27	16,37	4,04	4,50
71	3-B	3285,26	16,43	4,05	4,50
57	3-C	1997,38	9,99	3,16	3,50
47	3-D	4372,94	21,86	4,68	5,00
87	4-A	2059,63	10,30	3,21	3,50
73	4-B	1928,47	9,64	3,10	3,50
59	4-C	2310,77	11,55	3,39	3,50
45	4-D	4055,12	20,28	4,50	4,50
89	5-A	2505,5	12,53	3,54	4,00
75	5-B	1917,98	9,59	3,10	3,50
61	5-C	1929,32	9,65	3,11	3,50
41	5-D	1629,66	8,15	2,85	3,00
91	6-A	6455,22	32,28	5,68	6,00
77	6-B	1713,32	8,57	2,93	3,00
63	6-C	1846,51	9,23	3,04	3,50
39	6-D	1732,99	8,66	2,94	3,00
93	7-A	5712,26	28,56	5,34	5,50
79	7-B	3379,89	16,90	4,11	4,50
65	7-C	1828,36	9,14	3,02	3,50
35	7-D	3226,62	16,13	4,02	4,50

Tableau VI.3 : Sections des semelles isolées(Bloc a)

Bloc B :

<i>N°</i>	<i>Poteaux</i>	<i>N (kN)</i>	<i>S(m²)</i>	<i>A(m)</i>	<i>A^{choisie} (m)</i>
49	1- D	2047,7	10,24	3,2	3,50
29	1- E	2663,92	13,32	3,65	4,00
23	1- F	1699,83	8,50	2,92	3,00
17	1- G	4181,66	20,91	4,57	5,00
51	2- D	2733,27	13,67	3,70	4,00
31	2- E	1829,84	9,15	3,02	3,50
25	2- F	1434,33	7,17	2,68	3,00
19	2- G	3710,28	18,55	4,31	4,50
47	3- D	2610,37	13,05	3,61	4,00
33	3- E	1917,72	9,59	2,36	2,50
27	3- F	2201,64	11,00	3,32	3,50
21	3- G	1303,49	6,52	2,55	3,00

Tableau VI.4 : Sections des semelles isolées (Bloc b).

2.1. Vérification de la mécanique des sols:

(Vérification de l'interférence entre deux semelles)

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5xA$.Tel que : L_{\min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Pour le bloc A :

On a : $1,5xA = 1,5 \times 3,00 = 4,5 \text{ m} > L_{\min} = 3,2 \text{ m}$non vérifié .

Pour le bloc B :

On a : $1,5xA = 1,5 \times 3,00 = 4,5 \text{ m} > L_{\min} = 3,1 \text{ m}$non vérifié .**Conclusion :**

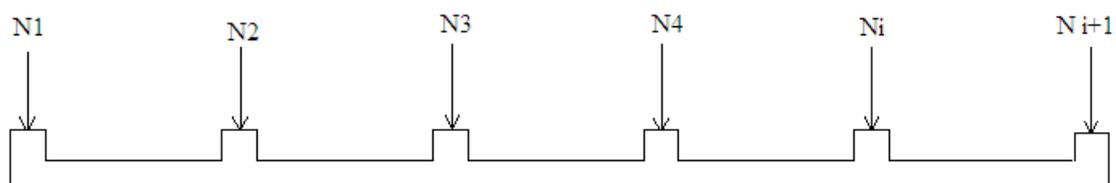
D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

3. Semelles Filantes :**3.1. Hypothèse de Calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

3.2. Etapes de Calcul :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

**Figure VI.3. Semelle filante.**On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

 $N = \sum N_i$, N de chaque file de poteaux calculé à $[G + Q \pm E] + N(\text{sous sol})$ calculé à l'ELU. $S = B \times L$ B : Largeur de la semelle. L : Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

Pour le bloc A :

<i>Files</i>	N^{struc} (kN)	$N^{s.sol}$ (kN)	N (kN)	L (m)	B (m)	$B^{choisie}$ (m)	S (m ²)
1	29024.45	1265.26	30289.71	24.25	6.24	6.50	157.63
2	16744.78	1607.80	18352.58	24.25	3.78	3.80	92.15
3	15196.05	1694.09	16890.14	24.25	3.48	3.50	84.88
4	18151.01	1476.76	19627.77	24.25	4.06	4.10	99.43

Tableau VI.5: Sections des Semelles Filantes.

la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = \sum S_i = 434.09 \text{ m}^2$$

$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{434.09}{294.6} = 1.47$$

$$147\% \longrightarrow >50\%$$

Pour le bloc B :

<i>Files</i>	N^{struc} (kN)	$N^{s.sol}$ (kN)	N (kN)	L (m)	B (m)	$B^{choisie}$ (m)	S (m ²)
4	6632.907	758.439	7391.346	9.95	3.71	3.75	37.31
5	5757.25	653.23	6410.48	9.95	3.22	3.25	32.34
6	6021.86	666.73	6688.59	9.95	3.36	3.40	33.43
7	11003.95	562.44	11566.39	9.95	5.81	5.85	58.21

Tableau VI .6: Sections des Semelles Filantes.

la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = \sum S_i = 161,29 \text{ m}^2$$

$$\text{Calcul du rapport } \frac{S_t}{S_{batiment}} = \frac{161.29}{104.47} = 1.54$$

$$154\% \longrightarrow >50\%$$

Conclusion

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 154% c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture (bulle de pression sous la semelle) ; donc tout cela nous à obliger à opté un radier.

4. RADIER :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

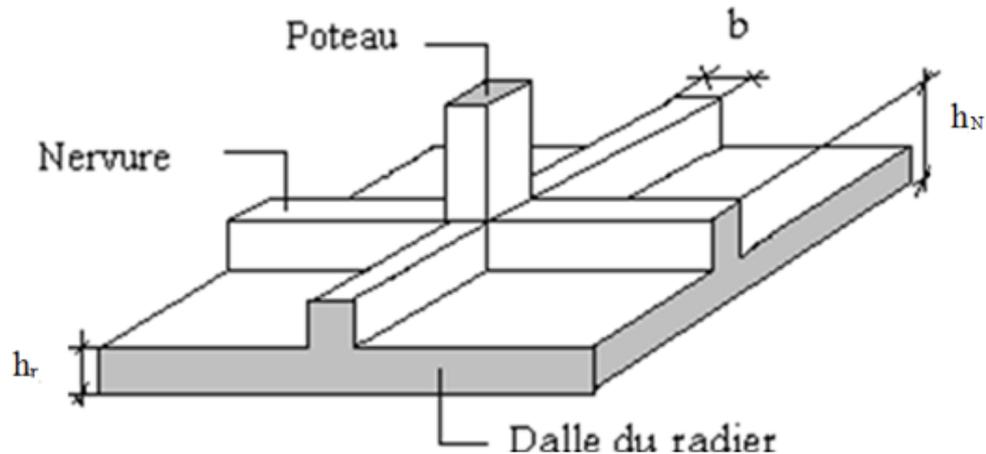


Figure VI.4. Schéma d'un radier.

4.1. Prédimensionnement du Radier :

On peut opter pour un radier général si :

$$S_{néc} > 50\% S_{bât}$$

Avec :

$$S_{néc} = \frac{N_G + N_Q}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

N_G : Charge permanente.

N_Q : Charge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour:

$$N_G + N_Q = 62865.50 \text{ KN.}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

4.1.2. Surface Nécessaire :

On trouve: $S_{néc} \geq 314.33 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment :

$$S_{bât} = 399.1 \text{ m}^2$$

Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient : $S_{rad} = 447 \text{ m}^2$

4.1.3 Pré-dimensionnement de la dalle

Le pré dimensionnement de la dalle est fait selon [6] pour un radier rigide:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

$$h_d \geq L_{\max} / 20$$

Avec :

h_d : Epaisseur de la dalle

L_{\max} = distance maximale entre 2 files.

$$L_{\max} = 4.7 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_d = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm.}$$

a. Condition de cisaillement : [4]

$$\Rightarrow \text{On doit vérifier que: } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \text{ Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1\text{ml}}{S_{rad}}$$

$$\Rightarrow N_u = N_u (\text{superstructure}) + N_u (\text{sous-sol}).$$

$$\Rightarrow N_u = 86123.64 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow b = \frac{4.7 + 4.5}{2} = 4.6 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$\Rightarrow L = 4.7 \text{ m ; } b = 4.6 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1\text{ml}}{2S_{rad} \cdot b \cdot (0,9\bar{\tau})} = 4.37 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 > 4.37 \text{ cm .}$$

$$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2) = 23.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

Nous choisissons une dalle de radier d'épaisseur $h = 30 \text{ cm}$

b. Condition de non poinçonnement: [4]

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3635.127 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)

$$a = b = 75 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2[(a+b)+2h] \times h \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_4 \geq 59.90 \text{ cm}$$

On prend: $h=60 \text{ cm}$.

4.2. NERVURE:

4.2.1 Pré dimensionnement de la nervure du radier

La nervure doit avoir des dimensions de coffrage de telle manière qu'elle soit rigide dans le sens longitudinal (théorie de la poutre sur un sol élastique).

a. Condition de coffrage: (largeur de la nervure)

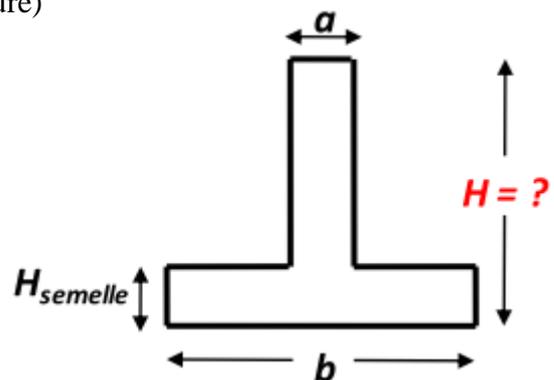
$$b = \frac{4.7 + 4.5}{2} = 4.6 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

$$a \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

On prend $b \geq h$ de poteau de sous sol

Donc on prend :

$$a=50 \text{ cm}$$



b-La hauteur des nervures:

Théorie de la poutre sur sol élastique :

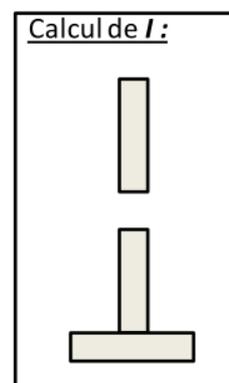
On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}}$

$I \rightarrow$ inertie de la semelle

$E \rightarrow$ module d'élasticité du béton ($\sim 20000 \text{ MPa}$)

$K \rightarrow$ coefficient de raideur du sol

$b \rightarrow$ largeur de semelle en contact avec le sol



$$b = \frac{4.7 + 4.5}{2} = 4.6 \text{ m: Largeur de la semelle.}$$

K : Coefficient de raideur du sol.

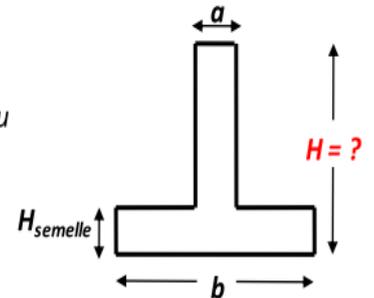
On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPa} \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- $K = 120 \text{ MPa} \rightarrow$ pour un très bon sol.

Pour notre cas $K=40 \text{ MPa/m}$ (sol de densité moyenne).

b.1. Procédure pratique pour fixer la hauteur de la nervure :

le concepteur peut choisir une inertie de la semelle telle que la condition entre – axe des poteaux $\leq \frac{\pi}{2} l_e + a$ soit satisfaite et calculer la semelle comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (avec une répartition linéaire des contraintes du sol).



b=4.6, H_{semelle}=0.30m, a=0.5m, entre-axe des poteaux =4.7m

Hauteur de nervure(m)	0.5	0.7	0.9	1.00	1.10
I(m ⁴)	0.0165	0.0344	0.0693	0.0944	0.1255
L _e (m)	1.64	1.97	2.34	2.53	2.72
$\frac{\pi}{2} L_e + a$ (m)	3.08	3.59	4.18	4.47	4.77

Tableau.VI.7.Détermination de la hauteur de la nervure.

b.2. Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit:

$$\frac{L_{max}}{15} < h_2 < \frac{L_{max}}{10}$$

On a : L_{max}=4.7 m

$$\Rightarrow 31.33cm < h_2 < 47cm$$

On prend: h₂=40cm

$$h \geq \text{Max}(h_1; h_2) = 110 \text{ cm}$$

On prend : h=110 cm

- **Finalement :**

✚ Epaisseur de la dalle du radier h=30cm

✚ Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 110cm \\ b = 50cm \end{cases}$

4.3 Caractéristiques Géométrique du Radier :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 13.16 \text{ m}$$

$$Y_G = 15.22 \text{ m}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_{XX} = 23156 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 17783 \text{ m}^4$$

4.3. Vérifications Nécessaires :

4.3.1. Vérification de la Stabilité du Radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres (se trouvant au-dessus du débord).

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

Sens x-x :

$$M_0 = 88786.79 \text{ KN.m} ; V_0 = 4037.512 \text{ kN} , h = 5,18 \text{ m}$$

$$M_R = \sum 88786.79 + 4037.512 \times 5.18$$

$$\text{Donc : } M_R = 109701.10 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec: } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

$$\text{On a: } N_{G1} = 49424,083 \text{ kN}$$

$$N_{G2} = \rho_b \cdot S \cdot h = 25 \times 447 \times 0.30 = 3352.5 \text{ kN}$$

$$N_Q = 7456,9 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } N = 60233.483 \text{ KN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 792672.64 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 7.23 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens y-y

$M_0=94282.82 \text{ KN.m}$; $V=3766.14 \text{ kN}$;, $h=5.18\text{m}$.

$$M_R = \sum 94282.82 + 3766.14 \times 5.18$$

Donc : $M_R=113791.43 \text{ KN.m}$

$N=60233.483\text{KN}$

$M_s=N.y_G=916753.61\text{KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 8.06 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 donc notre structure est stable dans les deux sens.

4.3.2Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol}=2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

À l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{62865.50}{447} = 140.64 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{ser} = 140.64 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

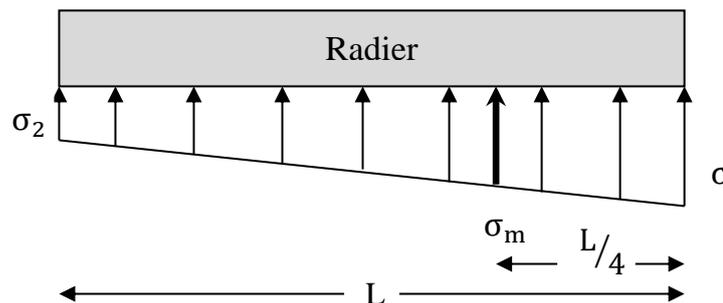


Figure VI.5 : les contraintes sous radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positive pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $(1,33.\sigma_{sol})$.

b.1 Calcul des contrainte sous radier à l'EL

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 86123.643 \text{ kN}$$

M : est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	255.01	130.33	223.84
Sens y-y	290.06	95.28	241.37
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\bar{\sigma}_{sol} = 266$

Tableau VI.8: Contraintes sous le radier à l'ELU.

b.2 Calcul des contrainte sous radier à l'ES

ELS

$$N_{ser} = 62865.5 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	202.98	78.29	171.81
Sens y-y	238.03	43.25	189.33
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\bar{\sigma}_{sol} = 266$

Tableau VI.9 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion :

La vérification au contraintes suivant le sens x et y est satisfaite ce qui nous mène à déduire qu'il n'y a pas un risque de soulèvement.

4.3.3 Détermination des sollicitations les plus défavorables du radier :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 241.37.kN/m^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 189.33kN/m^2$$

4.4. FERRAILLAGE DU RADIER :

La fissuration est considérée préjudiciable.

4.4.1. Détermination des efforts:

- $0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

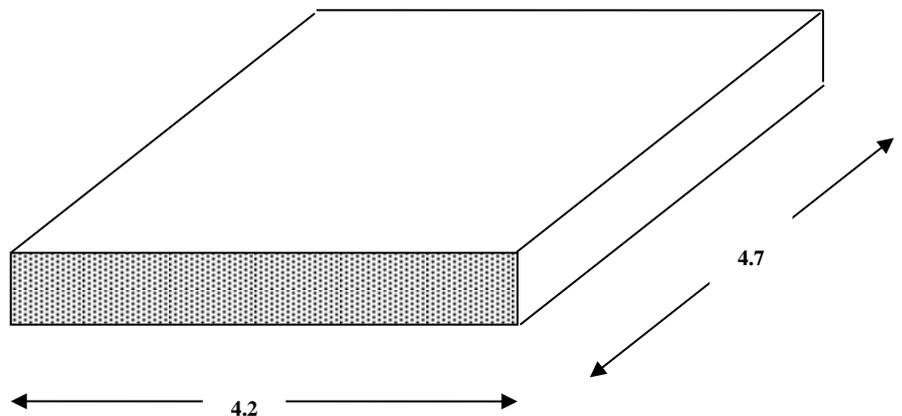


Figure VI.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de radier

✚ μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q/S_{radier} = 192.67Kn/m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 158.38kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 120.92 kNm \end{cases}$$

Panneau intermédiaire :

$$\text{Moment en travée: } \begin{cases} M_{tx}=0.75M_x \\ M_{ty}=0.75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis: } M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x \text{ .}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 118.78\text{kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 90.69 \text{ kNm}$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax}=M_{ay}=0.5M_x = 79.19$$

.2.2. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30\text{cm} ; d=0,9h=27\text{cm}.$$

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	esp
Travée	x-x	118.78	13.47	5T20	15.71	20
	y-y	90.69	10.12	6T16	12.06	16.67
Appui		79.19	8.77	5T16	10.05	20

Tableau. VI.10 : Ferrailage de panneau du radier.

4.2.3.Vérifications nécessaires :

Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 10.05\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{la condition est vérifiée.}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$Q_{ser}=(G+Q)/S_{radier}=140.64\text{Kn/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 133.22\text{kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 111.35 \text{ kNm} \end{cases}$$

✚ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 99.91 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 83.51 \text{ kNm}$$

✚ **Moment sur appuis:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 66.61 \text{ (autre appui)}$$

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	x-x	99.91	15.71	9.17	100618.4	9.10	15	265.57	201,6
	y-y	83.51	12.06	8.24	82314.72	8.36	15	285.49	201,6
Appuis		66.61	10.05	7.64	71367.34	7.13	15	271.04	201.6

Tableau VI.11: Vérification des contraintes.

Commentaire :

Les contraintes à l'ELS ne sont pas vérifiées.

Solution : en augmentant la section d'armature .

Redimensionnement de la section d'armature :

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp
Travée	x-x	13.47	8T20	25.13	14.28
	y-y	10.12	6T20	18.85	20
Appui		8.77	5T20	15.71	25

Tableau VI.12 : Redimensionnement des Armatures.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	x-x	99.91	25.13	10.99	140865.64	7.97	15	170.33	201,6
	y-y	83.51	18.85	9.85	115018.86	7.15	15	186.78	201,6
Appuis		66.61	15.71	9.17	100618,4	6.07	15	177.05	201.6

Tableau VI.13: Vérification des contraintes.

• **Calcul des espacements**

L'espacement doit être :

$$Esp \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow Esp \leq \min(90\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

- **Dans le sens x:**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} < 33 \text{ cm. Travée}$$

$$S_t = \frac{100}{8} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm. Appuis}$$

- **Dans le sens y :**

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm. Travée et appuis}$$

Nous optons pour un espacement

$S_t = 14 \text{ cm}$ pour la direction x en travée .

$S_t = 20 \text{ cm}$ pour la direction y en travée .

$S_t = 25 \text{ cm}$ pour la direction x et y sur appuis .

Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES donc on prévoit :

4 chaises de T12 / m²

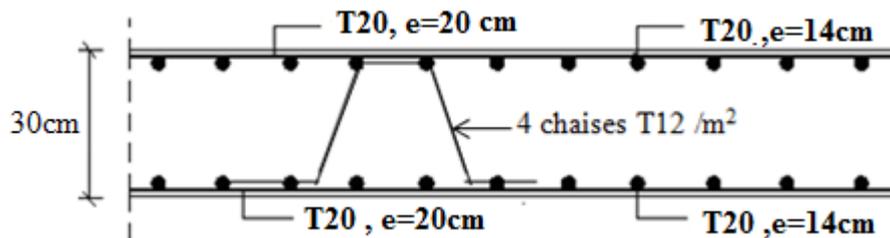


Figure VI.7 : Ferrailage de la Dalle du Radier.

4.5. FERRAILLAGE DES NERVURES :**a. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_t = 0.50M_0$

b. Calcul des armatures :

$b=50\text{cm}$; $h=110\text{cm}$; $d=99\text{cm}$

➤ Sens porteur :

$L=4.7\text{m}$; $q_u=192.67\text{Kn/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	452.21	13.58	7T16	14.07
Appuis	266.00	7.87	5T16	10.05

Tableau VI.14: Ferrailage des nervures sens porteur.

➤ Sens non porteur :

$L=4.2\text{m}$; $q_u=192.67\text{ kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	361.11	10.77	7T14	10.78
Appuis	212.42	6.26	5T14	7.70

Tableau VI.15: Ferrailage des nervures sens non porteur.

c. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,98\text{cm}^2 \leq 7,7\text{cm}^2$$

d. Vérifications nécessaires :**➤ Vérification des contraintes à l'ELS:**

Sens porteur : $L=4.7\text{m}$; $q_{\text{ser}}=140.64\text{Kn/ml}$

Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	330.09	14.07	25	1416126.47	5.83	15	258.73	201,63	Non
Appuis	194.17	10.05	21.60	1071068.67	3.92	15	210.47	201,63	Non

Tableau VI.16: Vérification des contraintes sens porteur.

Sens non porteur : L=4.2m ; q_{ser}=140.64Kn /ml

Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	263.59	10.78	22.28	1136088.75	5.16	15	267	201,63	Non
Appuis	155.06	7.70	19.20	853473.42	3.49	15	217.47	201,63	Non

Tableau VI.17: Vérification des contraintes sens non porteur.

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

- **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Porteur	travée	13.58	6T20	18.85
	appuis	7.87	6T16	12.06
Non porteur	travée	10.77	5T20	15.71
	appuis	6.26	5T16	10.05

Tableau VI.18: Redimensionnement des armatures

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	330.09	18.85	28.28	1791075.57	5.2	15	195.50	201,63	Oui
Appuis	194.17	12.06	23.39	1247456.9	3.64	15	176.53	201,63	Oui
Travée	263.59	15.71	26.20	1548652.76	4.46	15	185.86	201.63	Oui
appuis	155.06	10.05	21.60	1071068.67	3.13	15	168.08	201.63	Oui

Tableau VI.19: Vérification des contraintes

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{192.67 \times 4.70}{2} = 452.77kN$$

$$\tau_u = \frac{452.77 \times 10^3}{500 \times 990} = 0.91MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

e. Armatures transversales :

➤ **Selon BAEL91 :**

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,455\text{MPa}$$

➤ **Selon RPA99/v2003:**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 55\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0,455 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; b = 50\text{cm} ; d = 99\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 3,75\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4\text{T12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

e.1) Calcul des armatures de peaux

Afin de limiter la fissuration de retrait des retombées de la poutre, nous devons disposer des armatures de peau d'une section égale au moins à $3\text{cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 110 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1,10 = 3,30\text{cm}^2$$

$$\text{On choisie } A_p = 3\text{T14} = 4,62$$

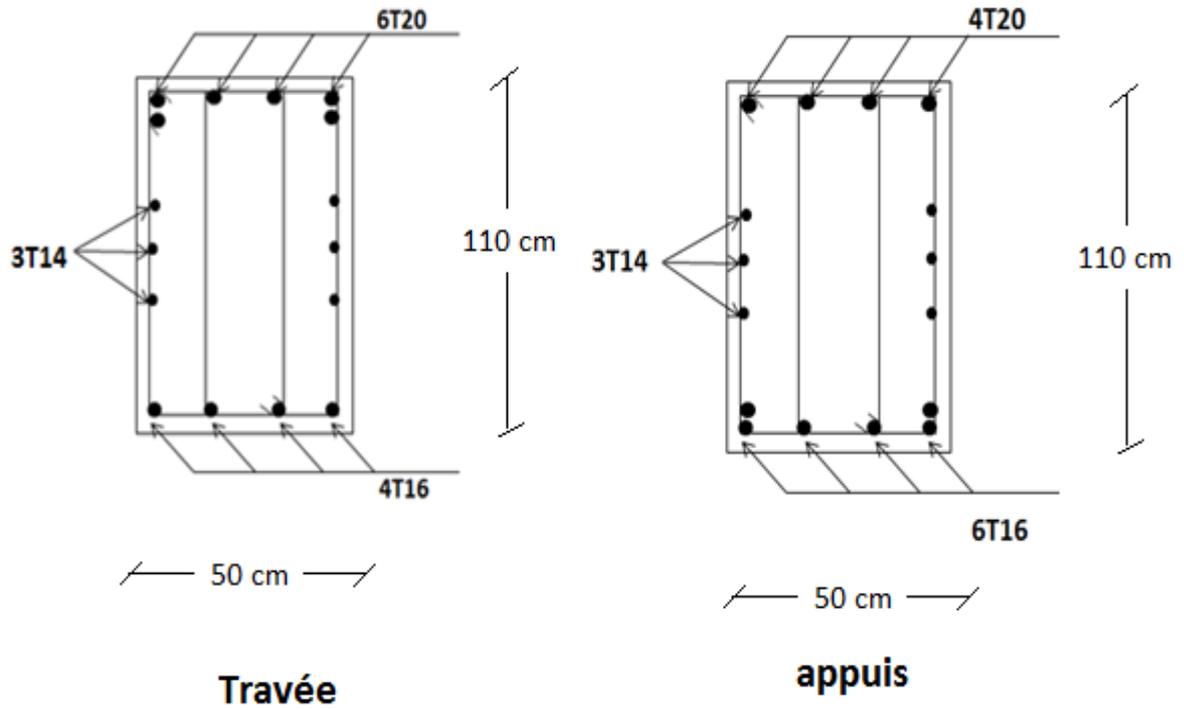


Figure VI.8: Ferrailage des nervures du sens porteur .

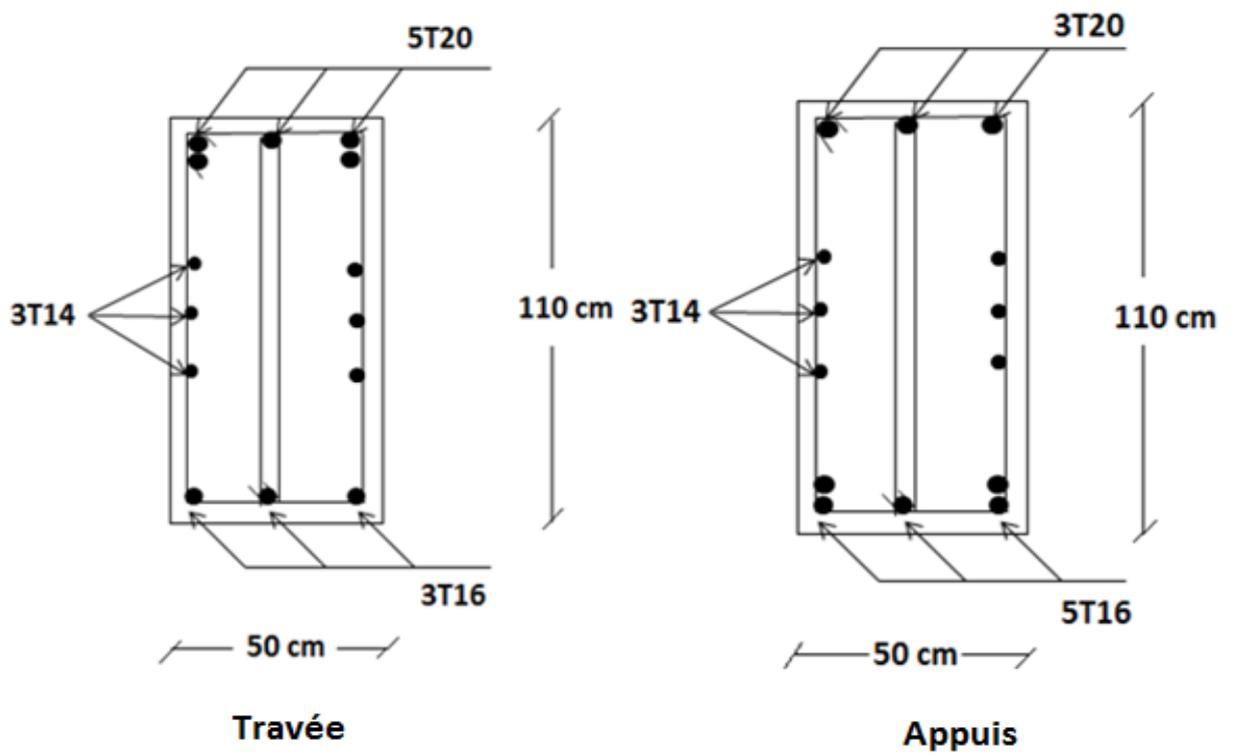


Figure VI.9: Ferrailage des nervures non porteur

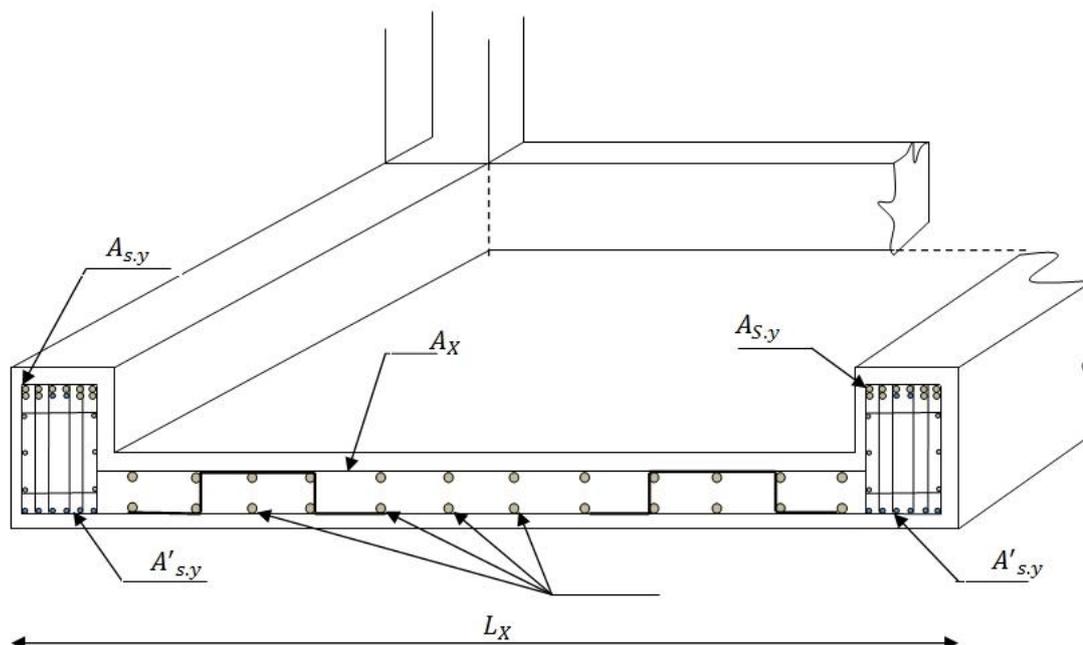


Figure.VI.10: Schéma descriptif de disposition de ferrailage d'un radier nervuré.

4.6. Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

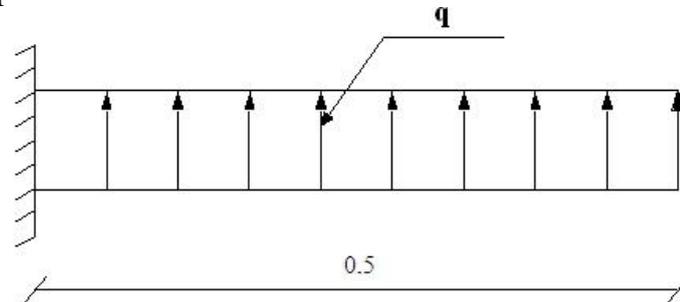


Figure VI.11 : Schéma statique des débords.

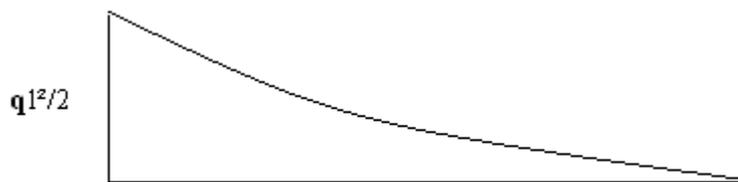


Figure VI.12 : Diagramme des Moments.

➤ Calcul de ferrailage

$q_u=192.67\text{Kn/ml}$, $b=100\text{cm}$, $h=30\text{cm}$, $d=27\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,2\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 24.08 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,0233$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0295$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 26.68 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 2.59 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 > 2.59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

On adopte $A_s=A_s^{\min}=3.26 \text{ cm}^2$

Choix : 5T12, avec $A_s=5.65\text{cm}^2$, esp=25 cm.

➤ **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41.cm^2 \leq A_r \leq 2.83cm^2$$

On prend $5T8=2.51cm^2$, $S_r= 25cm$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{ser}= 140.64 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}l^2}{2} = 17.58 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\text{Fissuration préjudiciable..... } \bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\bar{\sigma}_s(MPa)$	Vérification
17.58	5.65	2.35	15	124.4	201.6	OK

Tableau VI.20 :Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier

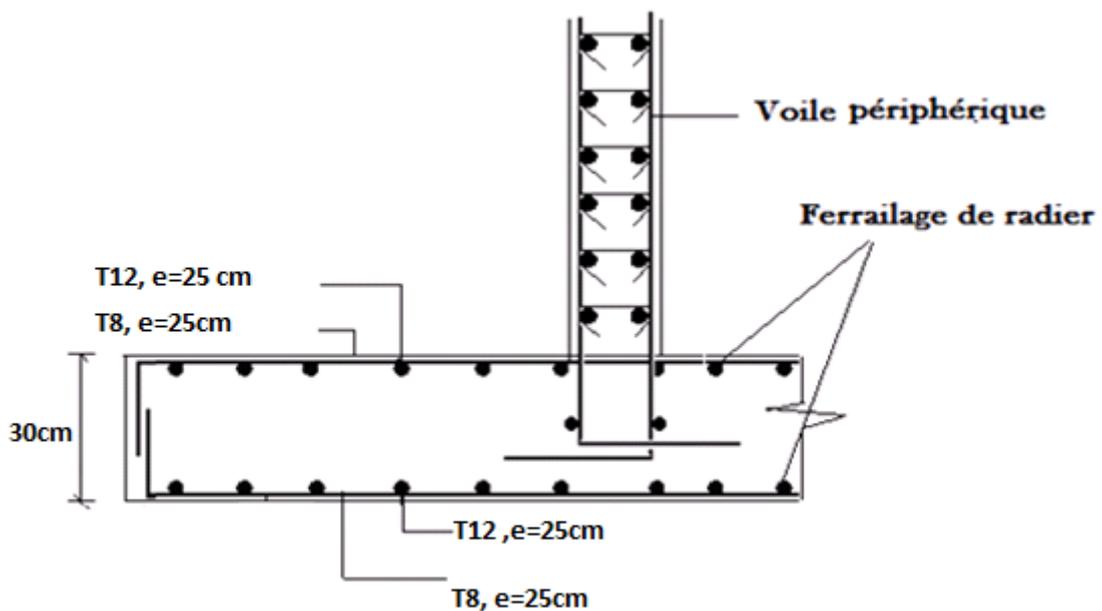


Figure VI.13 Ferrailage du Débord.

5. ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

5.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les plancher du RDC, le sous-sol

5.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article **10.1.2.**

- ❖ Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- ❖ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ◆ Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

Avec : B : Section du voile.

- ◆ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- ◆ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

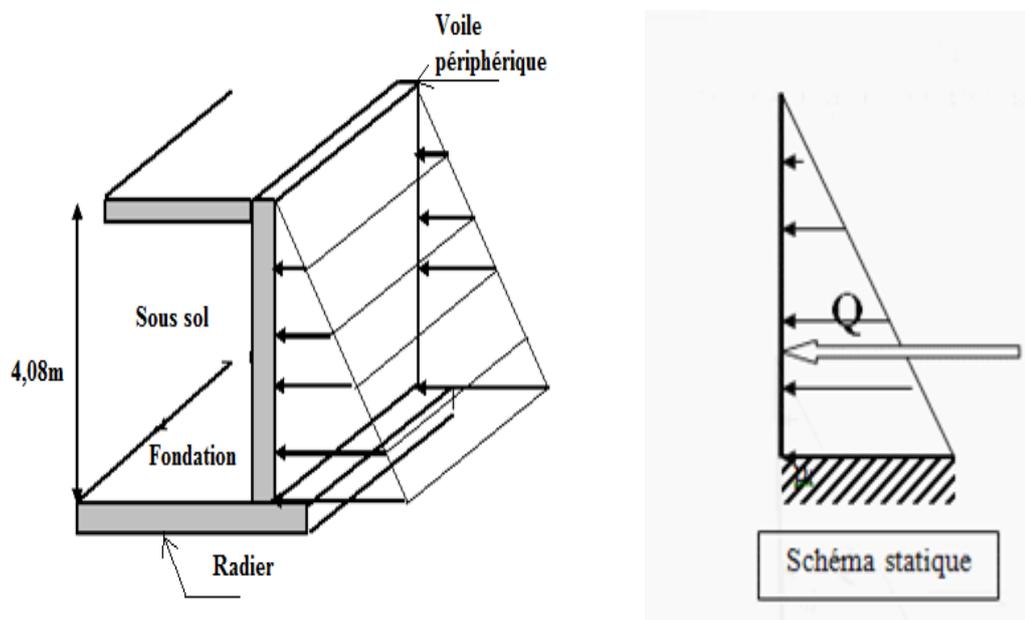


Figure VI.14 : Schéma statique du voile périphérique.

5.3. Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul : « Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux appuyés à leurs parties supérieures et encastrés à leurs bases (le niveau de fondations) ».

Les charges exercées sur le voile périphérique sont dues à trois effets principaux :

- Effet de la poussée des terres .
- Effet de surcharge.
- Effet de cohésion.

5.4.Évaluation des Charges :

- On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.
- $L_x=4.08\text{ m}$; $L_y=4.7\text{ m}$.
- Les charges et surcharges sont uniformément réparties sur une bande de 1 m se situant à la base du voile (cas le plus défavorable).
- Selon **BAEL91 modifié 99 [2]**, la charge des poussées des terres est donnée par :
 $Q=A.\gamma.H$

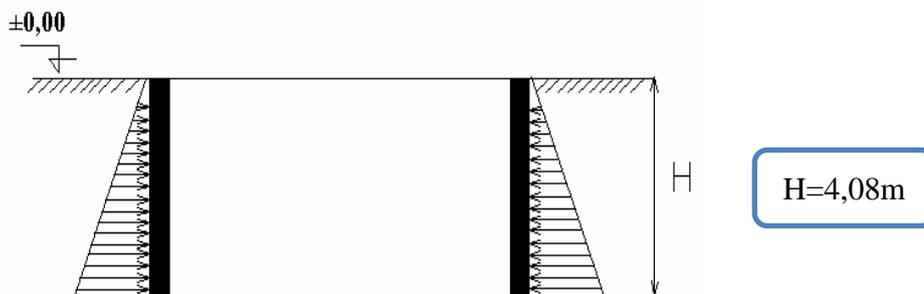


Figure VI.15 : Poussées des terres.

avec

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m ,
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma_h=20.81\text{ kN/m}^3$),
- H : hauteur du voile ($H=4,08\text{ m}$).
- $\varphi = 10^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.704$
- Donc : $Q = A.\gamma.H = 59,77\text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 80.69\text{ kN/ml}$

4.5. Effort dans la Dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,87 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0486 ; \mu_y = 0,7244 .$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 65,28 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 47,29 \text{ kNm}$$

✚ Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 55,49 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 40,20 \text{ kNm}$$

✚ Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 32,64 \text{ kNm}$$

4.6. Calcul du Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	55,49	0,054	0	0,069	26,25	6,07	5T14	7,70	25
	y-y	40,20	0,039	0	0,049	26,46	4,37	5T12	5,65	25
Appuis	x-x	32,64	0,032	0	0,04	26,57	3,53	5T12	5,65	25
	y-y									

Tableau VI.21 : Ferrailage du Voile Périphérique

➤ **Condition de Non Fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ($12 \leq h \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour les barres FeE400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{4,08}{4,7} \right) \frac{100 \cdot 30}{2} = 2,56 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ *En travée*

$$\begin{cases} A_x = 7,70\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 2,56\text{cm}^2 \\ A_y = 5,65\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 2,4\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ *Sur appuis*

$$\begin{cases} A_x = 5,65\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 2,56\text{cm}^2 \\ A_y = 5,65\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 2,4\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'Effort Tranchant :**
D'après le règlement « A5.1.2.1 de C.B.A 93 »

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 120,32 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 109,74 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 120,32\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{120,32 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,45 \text{ MPa} < 1,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

4.7. Vérification à l'ELS :*a. Evaluation des sollicitations à l'ELS*

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,87 > 0,4; \Rightarrow \mu_x = 0,0556 \quad \mu_y = 0,8074$$

$$Q_{ser} = 59,77 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 55,32 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 44,67\text{kNm}$$

✚ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 47,02 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 37,97 \text{ kNm}$$

✚ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 27,66 \text{ kNm}$$

b. Verification des contraintes

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travee	x-x	47,02	7,7	6,83	57609,14	5,57	15	246,94	201.6	Non
	y-y	37,97	5,65	5,97	44574,15	5,08	15	268,71	201.6	Non
Appuis	x-x	27,66	5,65	5,97	44574.15	3.70	15	195.75	201.6	Oui
	y-y									

Tableau VI.22 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

- **Redimensionnement de la section d'armature :**

	Sens	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	6.07	6T16	12,06	20
	y-y	4.37	5T14	7,7	25

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travee	x-x	47,02	12,06	8,24	82314.72	4,71	15	160,74	201.6	Oui
	y-y	37,97	7,7	6,83	57609,14	4,49	15	199,41	201.6	Oui

Tableau VI.23 : Vérification des Contraintes à l'ELS.

c. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,064 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,064 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,002 < 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

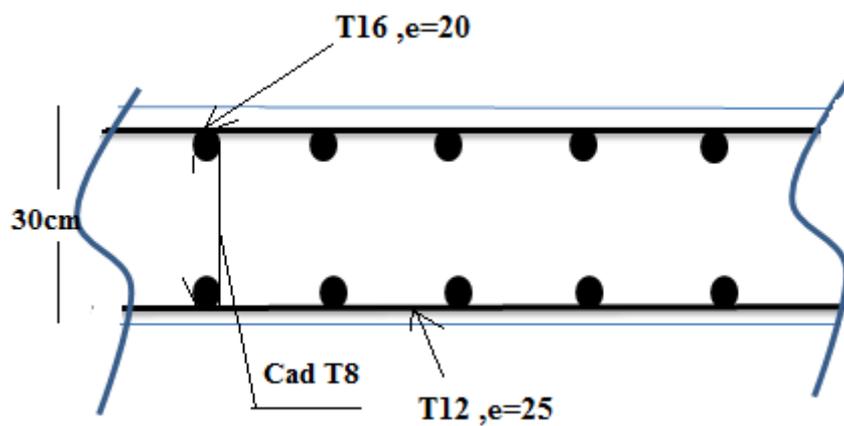


Figure VI.16 : Ferrailage du voile périphérique sens x-x.

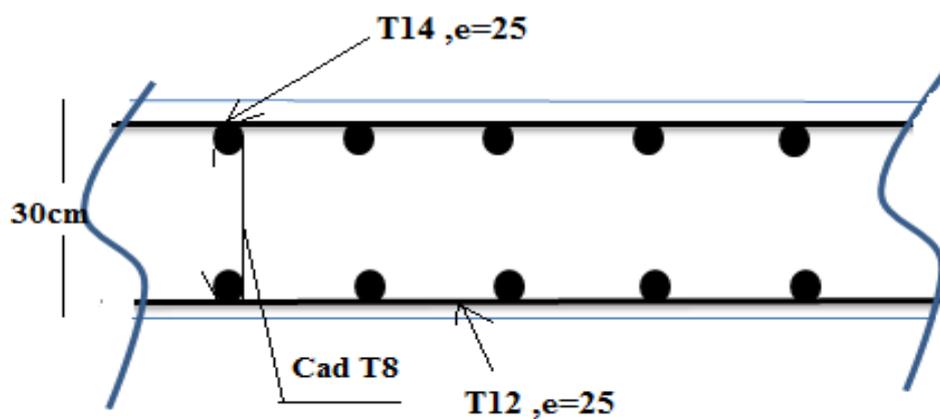


Figure VI.17 : Ferrailage du voile périphérique sens y-y

CONCLUSION GENERALE

Durant ce travail de projet de fin d'étude nous avons pu apprendre l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, de la lecture des plans architecturaux à la réalisation des plans d'exécution en passant par la modélisation sur le logiciel ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments constituant l'ouvrage.

Ce travail nous a permis aussi de voir en détail et de bien apprendre le règlement parasismique algérien et certains d'autres règlements des constructions en Algérie **B.A.E.L. 91** et **C.B.A.**

Notre bâtiment étudié se caractérise par des irrégularités en plan et en élévation ce qui nous a donné la chance a mieux comprendre et remplir des fonctions différentes, cette expérience nous a permis de rencontré des problèmes, les interpréter, gérer, et constater des solutions adéquats a ses difficultés rencontrées.

Durant l'analyse de notre structure nous avons eu à relever les points suivants:

- En cherchant à avoir une pré-dimensionnement a nos éléments structuraux il faut référer aux références **B.A.E.L.91** et **C.B.A.** et **R.P.A. 99/2003**.
- Le pré-dimensionnement des éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure, Dans notre cas, ce sont des structures auto stables qui ont été prés-dimensionnées.
- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tridimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique (logiciel **sap2000** utiliser dans notre cas).
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan et en élévation est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.
- Le renforcement du bâtiment contre l'effet du séisme a nécessité l'ajout des voiles dans les deux directions, ceci dans notre cas nous a amené vers un bâtiment à contreventement mixte (voile + portique).

- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure.
- Durant nos essais nous avons remarqué que si nous nous référons à la période, notre structure sera très rigide alors nous nous sommes référés plutôt aux déplacements inter-étages qui nous a permis d'aboutir avec un nombre, que nous pensons réduit et bien disposé de voiles, à une bonne rigidité et une solution plus économique.
- La vérification de l'effort tranchant à la base est nécessaire et indispensable, Si elle n'est pas vérifiée nous pouvons dire qu'il y a une sous-estimation de l'action sismique sur le bâtiment et il faut augmenter alors ces efforts.
- La vérification de l'effort normale réduit permet de vérifier l'écrasement du béton sous une charge verticale.
- Si la vérification de l'interaction (portique-voiles) n'est pas vérifiée, il faudra augmenter la section des poteaux du rez-de-chaussée afin de réduire les charges verticales reprises par les voiles.
- Nous avons remarqué à ce niveau de l'étude qu'un petit désordre dans les déplacements inter-étages a été observé au niveau du décrochement du bâtiment.
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux ont été ferrillés par le minimum proposé par le **R.P.A.99 versions 2003** ce qui nous a conduit de conclure que le règlement parasismique algérien est **très sévère**.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes, L'utilisation de l'interface graphique (du **SAP2000**) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.
- Le calcul des fondations nous a conduits vers la solution d'un radier nervuré pour les 2 parties (R+10) et (R+7).

Ainsi, on arrive à la fin des travaux de fin d'études, qui est la résultante des longues années d'étude. Nous espérons que ce travail aura une double répercussion ; la première c'est de nous servir comme élément de référence, la seconde, il servira peut être comme support pour nos futurs camarades qui seront intéressés par cette voie.

Références bibliographiques.

- [1] - **VICTORE - Davidovici** « Formulaire du béton armé 1 et 2 calculs et construction ».
- [2] **D.T.R** : "*Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003*".
- [3] **D.T. R. - B.C. 2-41** : "*Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé C.B.A.93* ".
- [4] **Jean- Pierre Mougin** : "*Cours de béton armé BAEL91 modifié 99* ".
- [5] **D.T. R. - B.C. 2.2** : "*Charges permanentes et charges d'exploitation*".
- [6] **Gérard Baud** La Construction du Bâtiment, Dunod, 1988.

ÉTUDE DU SOL :

1. INTRODUCTION

La reconnaissance de sol, utilisant différents équipements et instrumentation sur terrain ou au laboratoire est un moyen pour l'ingénieur, à mieux connaître les sols et surtout le massif de sol étudié appelé à supporter dans des bonnes conditions les différents projets de travaux publics et de génie civil, c'est donc en premier lieu de sa résistance et de sa stabilité que dépendent la robustesse et la durée de l'ouvrage construit.

2.ÉTUDE PRELIMINAIRE

Cette partie de l'étude consiste, d'une part, à collecter les données déjà existantes, et d'autre part, à mener une prospection géologique du site .Le travail de cette phase est basé sur des missions de terrain, dans le but de renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.

2.1. SITUATION ET RELIEF:

Le site devant recevoir ce bâtiment en (R+10 et R+7)+S/Sol , qui s'étend sur une superficie d'environ 399.1 m² se situe à Blida

2.2.CLIMAT DE LA REGION:

La région de Blida située sur la plaine de la Mitidja, appartenant au Nord du pays. Elle est donc exposée relativement à l'influence maritime .Son climat est de type méditerranéen, caractérisé par un hiver humide et frais et des étés relativement chauds.

2.3.SISMICITE:

Le règlement parasismique Algérien "**RPA99 version 2003**" a établi des règles, qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude.

Ces règles, qui ont été révisées après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdés ,divisent le territoire Algérien en cinq (05) Zones sismiques:

- Zone 0: sismicité négligeable;
- Zone I: sismicité faible;
- Zone IIa et IIb: sismicité moyenne;
- Zone III: forte sismicité.

Ces zones sont représentées sur une carte de zonage sismique

Le site étudié se trouve sur la **zone III** de sismicité élevée car la région de Blida

3.CAMPAGNE D'INVESTIGATION

Pour préciser la nature et les caractéristiques géotechniques des sols, ainsi que la nature des déblais et les conditions de leur éventuelle réutilisation, on doit programmer une campagne d'investigation des sols in-situ et au laboratoire.

Annexe A

3.1.ESSAIS NI-SITU:

Sur la base de l'investigation préliminaire du site, des essais in-situ ont été réalisés soit :

- Deux (02) sondage carottés.
- Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd.

3.1.1.SONDAGES CAROTTES :

Les sondages carottés permettent d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification et mécaniques du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés, les coupes de ces sondages montrent la lithologie suivante :

- **Sondage carotte SC1:**
 - 0,00m-0,50m : Alluvions (gravier et sable).
 - 0,50m-1,00m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.
 - 1,00m-2,00m : Argile sableuse brunâtre peut graveleuse.
 - 2,00m-2,70m : Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse.
 - 2,70m-5,30m : Limon graveleux.
 - 5,30m-6,00m : Argile plus ou moins graveleuse.
 - 6,00m-7,00m : Gravier et sable argilo-limoneux.
 - 7,00m-8,00m : Argile.
- **Sondage carotté SC2:**
 - 0,00m-1,20m : Graviers, sable et cailloux dans une matrice limono argileuse Brunâtre.
 - 1,20m-7,00m : Alluvions noyés dans une matrice riche en argile avec des passages Graveleuses.
 - 7,00m-8,00m : Alluvions (gravier et sable argilo-limoneux).

3.1.2.ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD:

- **Principe de l'essai :** L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tubes lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm du tube dans le sol. Dans le cas général, plus le tube s'enfonce en profondeur, plus ce nombre de coups devient plus élevé.

On dit que le "refus " est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé.

Annexe A

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure, la résistance en pointe au battage R_p déduite de la formule des Hollandais, Celle-ci est donnée par:

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

- A: section droite de la pointe
- e : pénétration moyenne par coup
- g : accélération de la pesanteur
- H: hauteur de chute
- M: masse du mouton
- M': somme des masses du train de tige, de l'enclume et de la tige guide

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique utilisé pour la réalisation des essais possède les caractéristiques suivantes:

- Pointe de diamètre $\phi_p = 50mm$, de section $A=19,63cm^2$
- Mouton de masse $M=63,35kg$
- Tige de masse $M=6,1kg$, de diamètre $\phi_t = 32mm$ et de longueur $1m$

Les résultats sondages au pénétromètre dynamique lourd sont illustrés par les pénétrogrammes donnant la variation de la résistance dynamique en pointe R_p en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

3.2.ESSAIS DE LABORATOIRE :

Outre l'investigation expérimentale in-situ, une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol remaniés ou intact a été réalisé, extraits lors des deux sondages carottés réalisés. Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (3) grandes catégories :

-Les essais d'identification :

Ceux sont essentiellement la densité, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, la granulométrie (par tamisage ou par sédimentométrie) et l'analyse chimique.

-Les essais de résistance :

Ce sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, etc. Parmi ces essais, il y a l'essai de cisaillement direct.

Les essais de compressibilité :

Ce sont des essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondation, remblai, etc.). Le plus connu de ces essais est l'odomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

Annexe A

N° sondage	Profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC1	2,00 à 2,20	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	7,40 à 7,70	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Limites d'Atterberg ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.
SC2	2,00 à 2,30	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de cisaillement CU.
	6,60 à 6,90	Intact	-Teneur en eau ; -Densité ; -Granulométrie (tamisage + sédimento.) ; -Essai de compressibilité.

Tableau .1 : Liste des essais de laboratoire réalisés

3.3 RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE :

1-Densité :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité.

On la note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en kN /m³.

La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau qui est généralement près égale a 10kN/m³. La densité est sans unité.

2-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec après dessiccation à l'étuve à 105°C.

La teneur en eau est notée $\omega = \frac{P_w}{P_s} \times 100$ et est exprimée en pourcentage (%).

Les résultats de la teneur en eau et du poids volumique sont récapitulés dans le tableau suivant :

Annexe A

Sondage	Profondeur (m)	Teneur en eau w(%)	Poids volumique sec γ_d (KN/m ³)
SC1	2,00 - 2,20	18,90	17,70
	7,40 - 7,70	23,45	16,60
SC2	2,00 - 2,30	20,25	17,15
	6,60 - 6,90	20,50	17,50

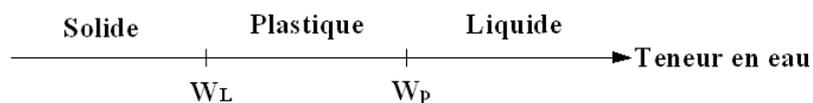
Tableau 2 : Teneur en eau et poids volumique

3-Limites d'Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état à un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les limites d'Atterberg.

Sur un axe portant les teneurs en eau, W_p et W_L peuvent être représentées comme suit :



Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols .elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus et pour les deux sondages carottés on a les résultats suivants :

-SC1 :

Mesure n ⁰	1	2	3
Nombre de coups	14	24	32
Teneur en eau en %	31,04	29,28	27,55

Teneur en eau de liquidité	$W_L=29,00$
Teneur en eau de plasticité	$W_p=10,44$
Indice de plasticité	$I_p=18,56$

Tableau .3 : Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC1)

Annexe A

-SC2 :

Mesure n ^o	1	2	3
Nombre de coups	14	24	34
Teneur en eau en %	51,77	48,57	46,12

Teneur en eau de liquidité	W _L =49,00
Teneur en eau de plasticité	W _p =24,43
Indice de plasticité	I _p =24,57

Tableau .4 : Limites de liquidité à la coupelle de Casagrande (SC2)

4-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Selon la taille des grains, cette analyse comprend deux opérations : Le tamisage et La sédimentométrie.

D'après la classification du L.C.P.C, les sols grenus sont classés par l'organigramme de classification des sols grenus et les sols fins par le diagramme de Casagrande (voir annexe)

Le tableau suivant représente la classification de notre site :

Sondage	Prof. (m)	% 80μ	% 2mm	Cu	Cc	W _L	I _p	Classe
SC1	2,0 ÷ 2,2	35	-	-	-	29,0	10,44	SA : sable argileux
	7,4 ÷ 7,7	97	-	-	-	49,0	24,57	Ap : argile peu plastique
SC2	2,0 ÷ 2,3	49	-	-	-	26,4	8,66	SA : sable argileux
	6,6 ÷ 6,9	41	-	-	-	25,0	8,66	SA : sable argileux

Tableau .5 : Classification des sols du site étudié.

5-Essais de compressibilité :(l'essai oedométrique)

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols intacts, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et supérieure). Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Annexe A

Sondage	Prof. (m)	Cs %	Cc %	Cg %	σ_c (kPa)	Etat de compressibilité
SC1	7,4 - 7,9	0	16,16	5,16	341	Sol moyennement compressible
SC2	6,6 – 6,9	0	12,53	2,45	255	Sol moyennement compressible

Tableau .6 : la compressibilité des sols du site étudié

6-Essais de résistance :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante.

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct. Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, ont été réalisés deux (02) essais de cisaillement direct de type consolidé non drainé UU.

Les résultats des essais sont représentés dans le tableau suivant :

Sondage	Prof. (m)	Cohésion C_{uu} (kPa)	Angle de frottement φ_{uu} ($^{\circ}$)
SC1	2,0 ÷ 2,2	120	10
SC2	2,0 ÷ 2,3	100	15

Tableau .7 : Résistance au cisaillement des sols du site étudié

Z(m)	SC1		SC2	
	2 - 2,2	7,4 – 7,7	2 – 2,3	6,6 – 6,9
γ_d (kN/m ³)	17,70	16,60	17,15	17,50
W(%)	18,90	23,45	20,25	20,50
γ_h (kN/m ³)	21,04	20,50	20,62	21,08
S_r (%)	100	100	100	100
e	0,49	0,59	0,54	0,51
C_{uu} (kPa)	120	-	100	-
φ_{uu} ($^{\circ}$)	10	-	15	-

Tableau .8 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristiques physiques et mécanique

Annexe A

4. ETUDE D'HOMOGENÉITÉ DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES ET MÉCANIQUES :

- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} \leq 10\%$ on prend la moyenne des caractéristiques des différents échantillons.
- Si : $V = \frac{\lambda}{\bar{x}} > 10\%$ on prend le minimum des caractéristiques des différents échantillons.

Avec :

$$\lambda: \text{L'écart type} \left(\lambda = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \right)$$

$$\bar{x} : \text{La moyenne} \left(\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i)}{n} \right)$$

V : Coefficient des différentes caractéristiques.

On trouve les résultats suivants

Caractéristiques	\bar{x}	λ	V (%)	Test	Valeur prise en considération
γ_d (kN/m ³)	17,23	0,482	2,79	<10%	17,23
W (%)	20,77	1,916	9,22	<10%	20,77
γ_h (kN/m ³)	20,81	0,293	1,41	<10%	20,81
e	0,53	0,043	8,22	<10%	0,53
C_{uu} (kPa)	110	14,14	12,85	>10%	100
φ_{uu} (°)	12,5	3,53	28,24	>10%	10

Tableau .9.: Etude d'homogénéité des caractéristiques du sol

5. SYNTHÈSE DU SOL

Le sol du terrain étudié se compose de deux couches :

-La première couche : formée d'une alternance d'horizons composés de gravier, sable peu argileux et argile limoneuse peu graveleuse, d'une épaisseur moyenne de 7,00 m ;

-La deuxième couche : constituée d'argile beige.

Le sol est saturé, la nappe d'eau en surface ($S_r=100\%$).

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol homogène sont représentées dans le tableau suivant :

γ_d (kN/m ³)	W(%)	γ_h (t/m ³)	e	C_{uu} (kPa)	φ_{uu} (°)	σ_c (kPa)	C_c	C_g
17,23	20,77	20,81	0,53	100	10	255	12,53	2,45

Tableau 10 : Caractéristiques physiques et mécaniques du sol homogène

6. CAPACITÉ PORTANTE

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- 1- Soit à partir des essais in situ
- 2- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.

1- A partir des essais in situ (pénétromètre dynamiques lourd) :

Il est important de noter que les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration dynamique sont essentiellement empiriques ; ceci provient du fait qu'au stade actuel des recherches, il n'existe pas d'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe du pénétromètre. Ceci n'enlève en rien au pénétromètre dynamique sa valeur pratique ; il est d'ailleurs utilisé largement en mécanique des sols.

La portance du sol q_{adm} est calculée par la formule empirique :

$$q_{adm} = \frac{R_p}{F}$$

Avec :

R_p : La résistance dynamique en pointe.

F : Coefficient de sécurité.

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente R_{pe} , nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation. Elle consiste à calculer la résistance en pointe R_p équivalente, en prenant la moyenne des valeurs de R_p sur une épaisseur de $3B/2$ sous le niveau de fondation (B étant la largeur de la fondation) à partir de la base de la fondation D (D étant l'ancrage de la fondation pris égal à 4,5m).

Le calcul est fait par cette approche en prenant le diagramme SP4 qui a donné les valeurs les plus faibles. La valeur de la résistance en pointe par cette approche est R_p équivalente = 41 bars

$$\text{On a : } \begin{cases} R_p = 41 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm} = \frac{41}{20} = 2,05 \text{ bars}$$

2- A partir des essais de laboratoire :

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques C et ϕ du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique. Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entre autres de la forme

Annexe A

de la fondation (rectangulaire ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

la capacité portante du sol a été calculé en considérant :

-Un comportement à court terme $\varphi_{uu}=0$ (c'est le cas le plus défavorable généralement)

1^{ère} variante :(semelle carrée) la pression admissible sous une semelle isolée $\left(\frac{L}{B} \leq 5\right)$ est

donnée par la formule suivante : $q_{adm} = \gamma_{sat}D + \frac{5,14 \times C_u (1 + 0,3 \frac{B}{L})}{3}$

$$\begin{cases} C_u = 100kPa \\ \gamma_{sat} = 20,81kN/m^3 \\ D = 4,5m \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100(1 + 0,3)}{3}$$

$$q_{adm} = 3,16bars$$

2^{ème} variante : (semelle filante) la pression admissible sous une semelle continue $\left(\frac{L}{B} > 5\right)$ est

donnée par la formule suivante : $q_{adm} = \gamma_{sat}D + \frac{5,14 \times C_u}{3}$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100}{3}$$

$$q_{adm} = 2,65dars$$

3^{ème} variante : (radier général)

$$q_{adm} = \gamma_{sat}D + \frac{5,14 \times C_u (1 + 0,3 \frac{B}{L})}{3}$$

$$\begin{cases} B = 25,74m \\ L = 34,30m \end{cases}$$

$$q_{adm} = 20,81 \times 4,5 + \frac{5,14 \times 100(1 + 0,3 \frac{25,74}{34,30})}{3}$$

$$q_{adm} = 3,03bars$$

Annexe A

Conclusion :

A l'issu de la présente étude du sol du site, qui a contenu une investigation in-situ et au laboratoire, nous pouvons conclure les points suivants :

- La capacité portante à 4,50 m de profondeur du sol à prendre en compte dans le calcul des fondations des ouvrages est : **$q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$**
- Bien que nos essais de compressibilité aient montré que le sol du site est moyennement compressible, il est nécessaire de vérifier, dans le calcul de génie civil, que les tassements du sol sont admissibles.

ORGANIGRAMME -1-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

Situation durable

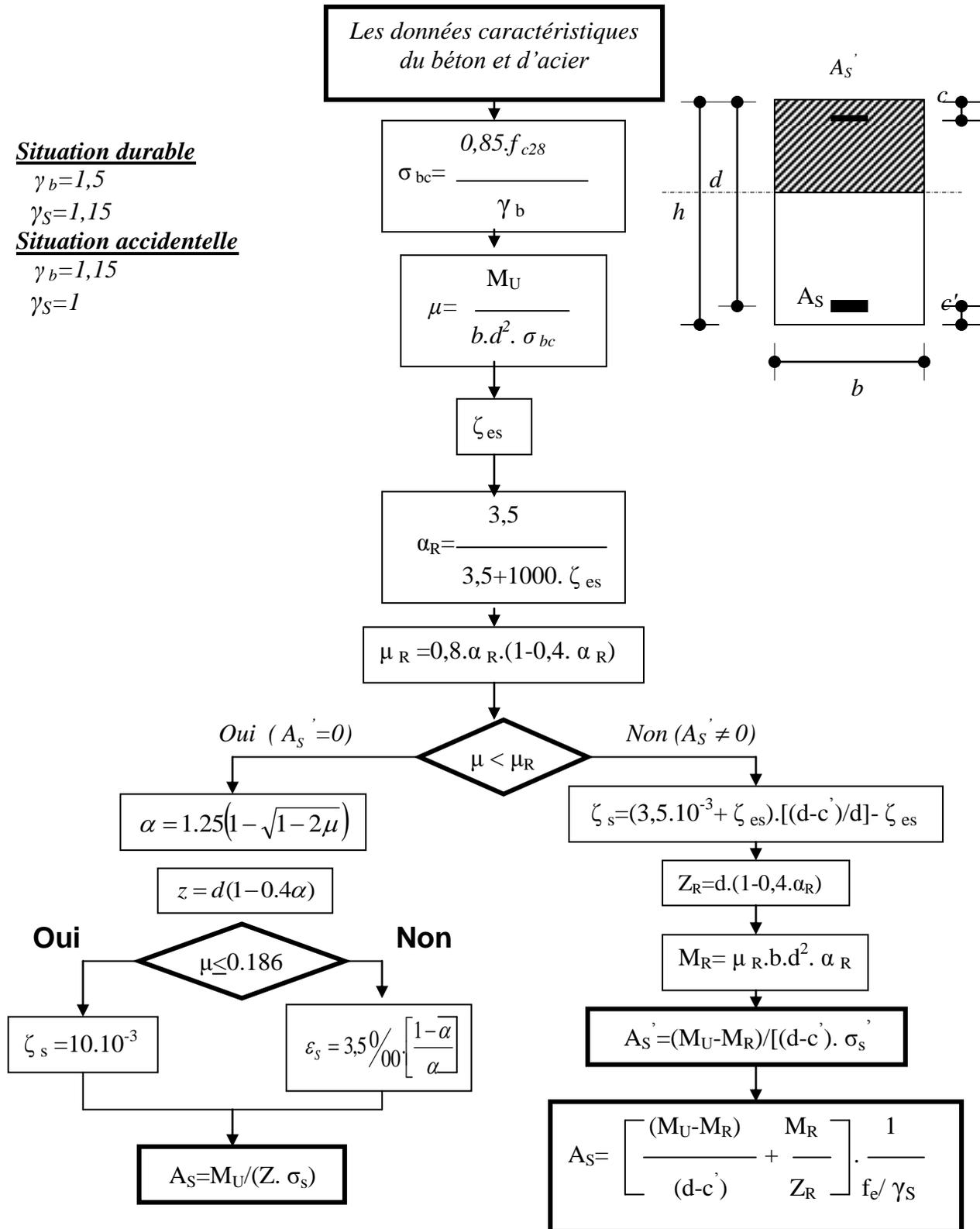
$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

Situation accidentelle

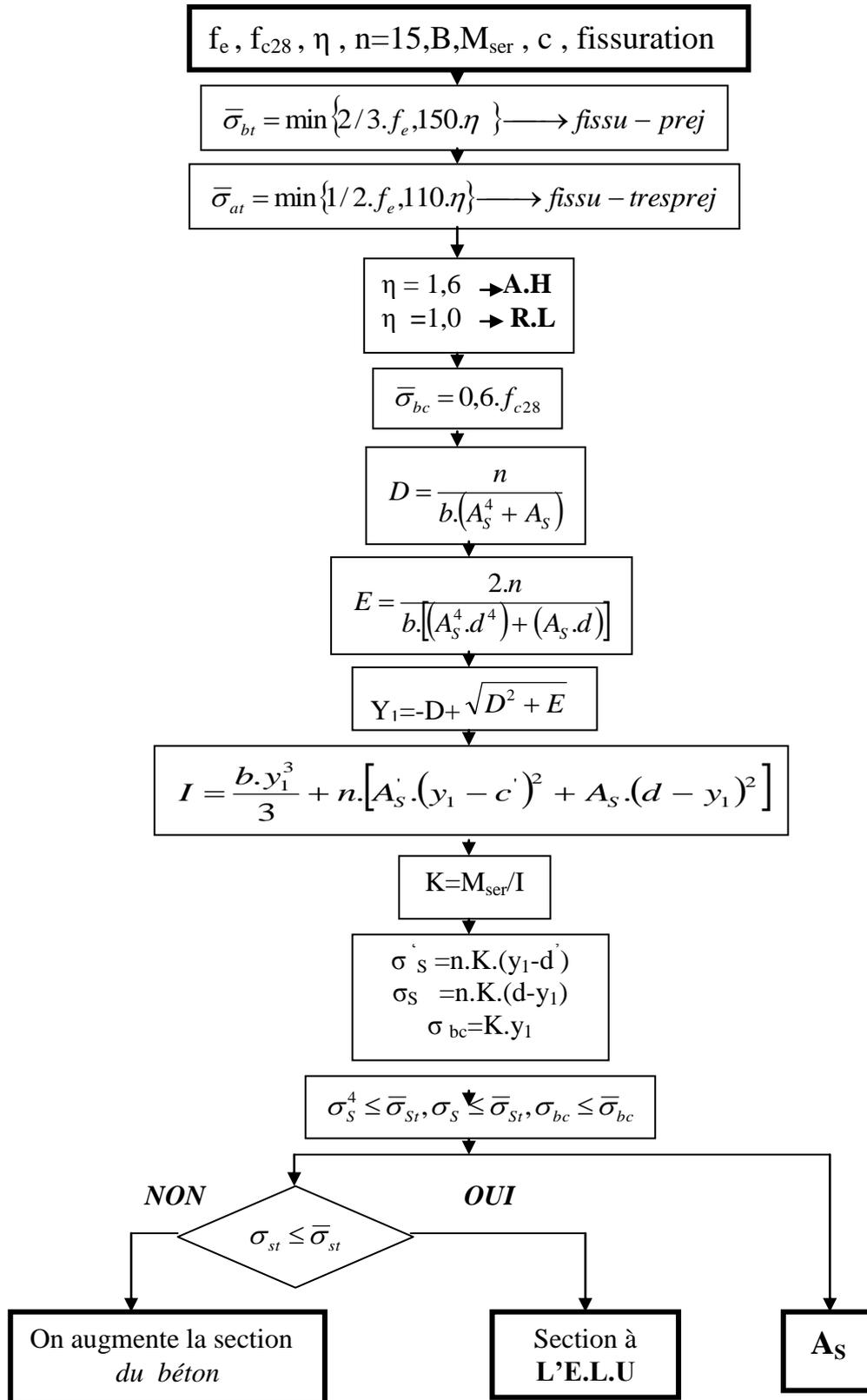
$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1$$

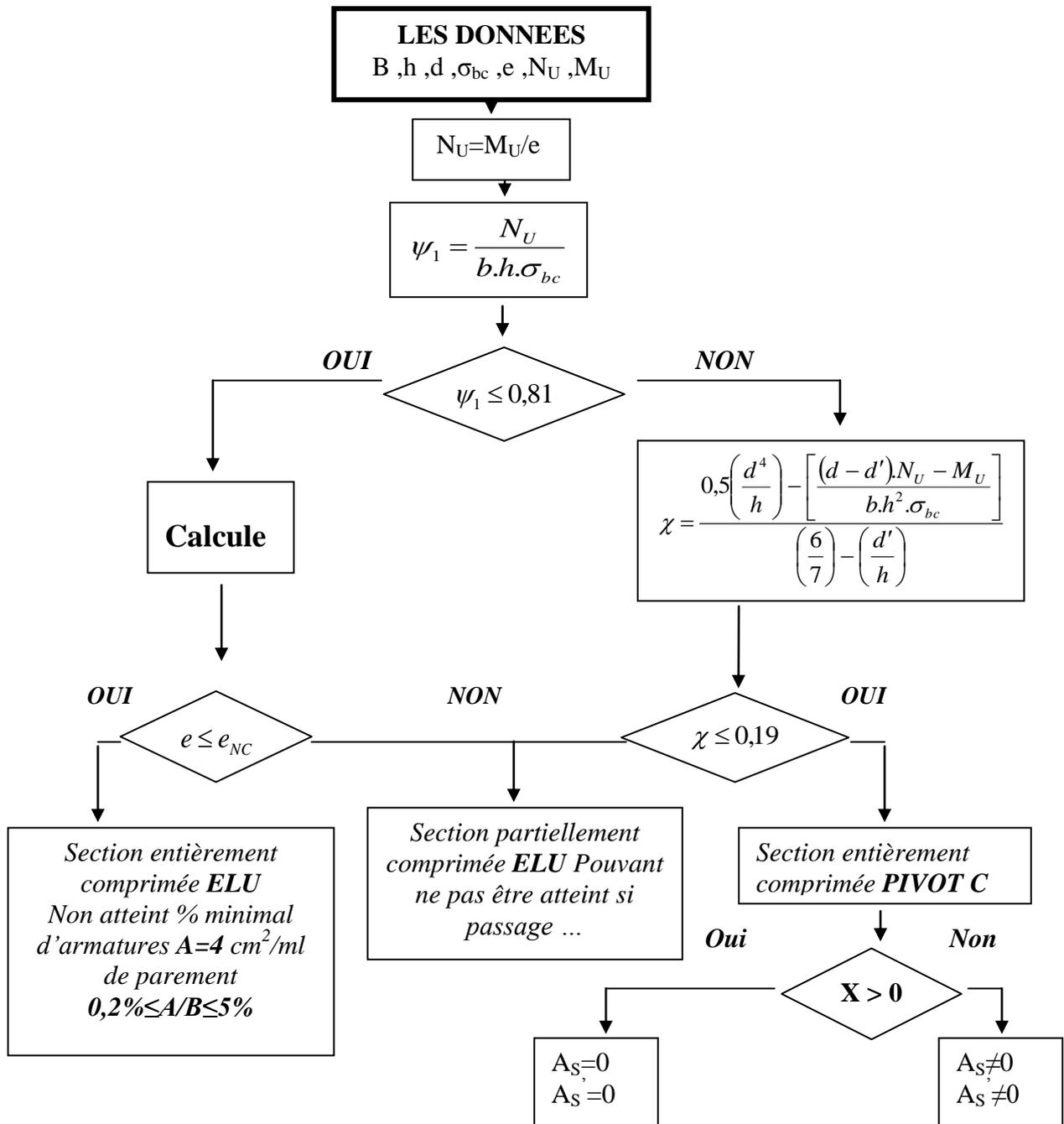
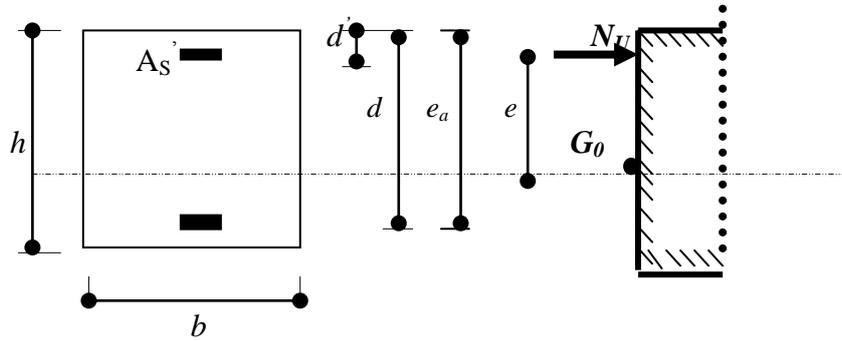


Annexe B

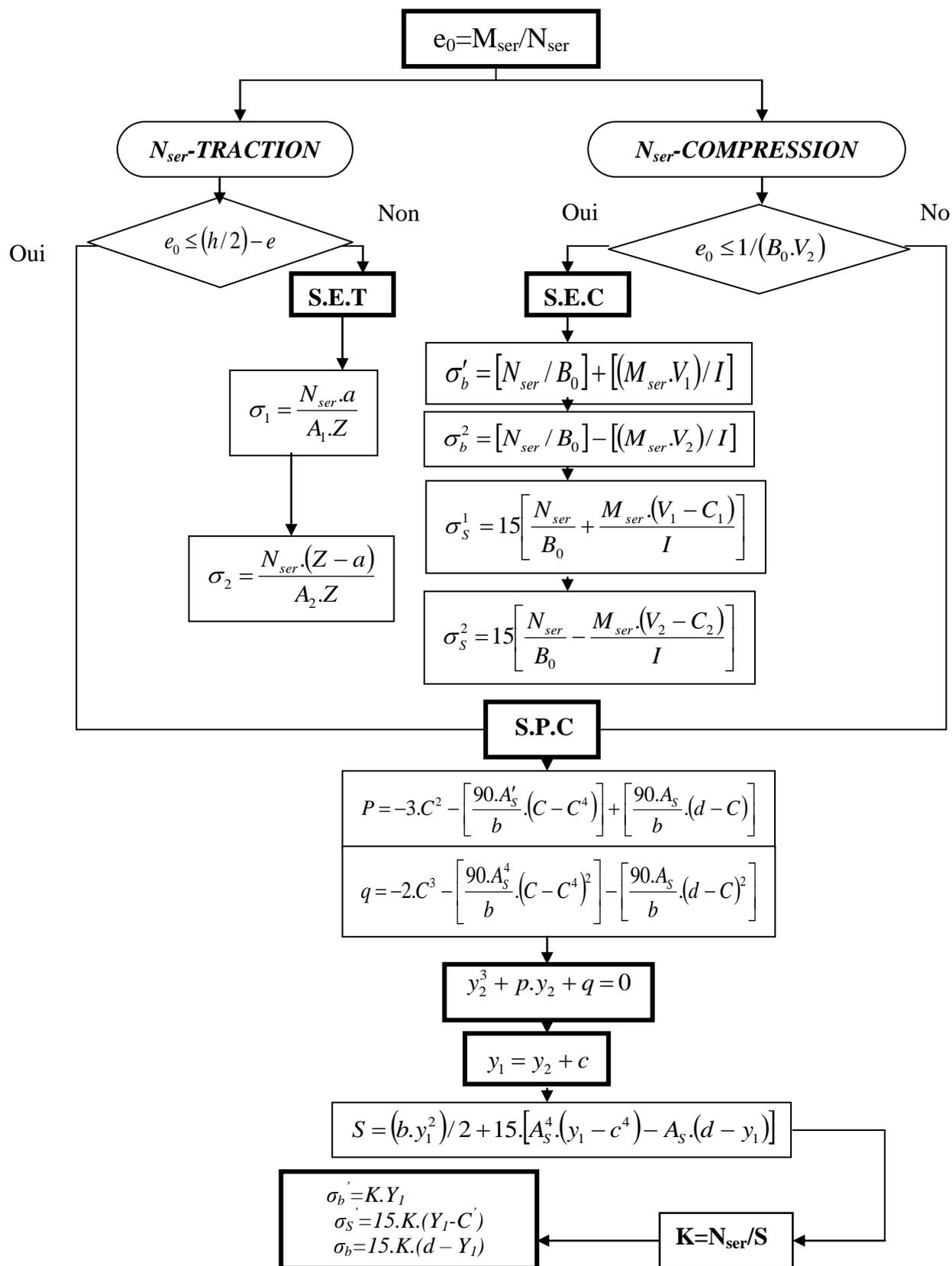
ORGANIGRAMME -2- VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'ELU-



**ORGANIGRAMME -3-
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE**



ORGANIGRAMME-4-
FLEXION COMPOSEE A L'ELS



ORGANIGRAMME -5-

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

