

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR - ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'Ingénierat
Département : Génie Civil
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master
Thème:

**ETUDE D'UNE STRUCTURE MULTIFONCTIONNELLE
(HABITATION ET ADMINISTRATIF)
R+12 +SOUS SOL**

Présenté par : CHAFFAI MOHAMED LIAMINE

Encadrant : *MANADI Souad M.C.B.* Université Badji Mokhtar -
ANNABA

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
MERZOU Mouloud	Pr	BadjiMokhtar Annaba	Président
MENADI Souad	M.C.B	BadjiMokhtar Annaba	Encadrant
OUCIEF Houcine	Pr	BadjiMokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

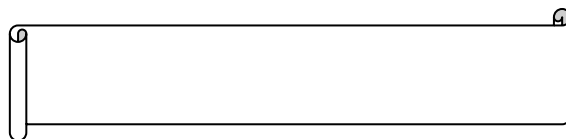
Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Mme MENADI SOUAD pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en master.

Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

ABSTRACT



The present work is to study a multifunctional structure (R+12) to use (residential and administrative) with a mixed bracing system based on the use of regulations (RPA99 / VERSION2003, CBA93 and BAEL91).

This project is located in Annaba; area classified Zone IIa (average seismicity) according to seismic zoning classification national territory given by the seismic regulations Algerian (RPA99 / VERSION2003).

The study is commenced by the calculation assumptions, Pre-design elements, lowering loads, and calculation of non-structural elements, and study the wind. Seismic study aims to calculate the seismic forces; these forces can be determined by three methods which are:

- The equivalent static method.*
- The method of spectral modal analysis.*
- The method of dynamic analysis accelerogram.*

The modeling of the structure was done with calculation software RSA 2019, the results of the spectral modal analysis allowed dimensioning the structural elements.

In the final phase is design of foundations.

Keywords: *building, BAEL91, CBA93, Foundation, seismic calculation, RSA2019, RPA99/version2003.*

RESUME

Le présent travail consiste à étudier une structure multifonctionnelle (R+12) à usage (résidentiel et administratif) avec un système de contreventement mixte basé sur l'utilisation des réglementations (RPA99 / VERSION2003, CBA93 et BAEL91).

Ce projet est situé à Annaba ; zone classée Zone IIa (sismicité moyenne) selon le zonage sismique classification territoire national donné par la réglementation sismique algérienne (RPA99 / VERSION2003).

L'étude commence par les hypothèses de calcul, les éléments de pré-conception, l'abaissement des charges, et le calcul des éléments non structuraux, et l'étude du vent. L'étude sismique vise à calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.*
- La méthode d'analyse modale spectrale.*
- La méthode d'analyse dynamique est l'accélérogramme.*

La modélisation de la structure a été réalisée avec le logiciel de calcul RSA 2019, les résultats de l'analyse modal spectral sont autorisés à dimensionner les éléments de structure.

Dans la phase finale est la conception des fondations.

Mots clés : bâtiment, BAEL91, CBA93, Fondation, calcul sismique, RSA2019, RPA99/version2003.

الملخص

يتمثل العمل الحالي في دراسة هيكل متعدد الوظائف (R + I2) لاستخدامه (سكني وإداري) مع نظام تقوية مختلط يعتمد على استخدام اللوائح (BAEL91 و CBA93 و RPA99 / VERSION2003).

يقع هذا المشروع في مدينة عنابة. المنطقة المصنفة المنطقة IIa (متوسط الزلازل) وفقاً لتصنيف التقسيم الزلزالي للإقليم الوطني وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية (RPA99 / VERSION2003).

بدأت الدراسة بافتراضات الحساب وعناصر ما قبل التصميم وخفض الأحمال وحساب العناصر غير الإنشائية ودراسة الرياح ، وتهدف الدراسة الزلزالية إلى حساب القوى الزلزالية ؛ يمكن تحديد هذه القوى بثلاث طرق وهي:

- الطريقة الثابتة المكافئة.

- طريقة التحليل الطيفي الطيفي.

- طريقة التحليل الديناميكي هي التسريع.

تم إجراء نمذجة للهيكل باستخدام برنامج الحساب RSA 2019 ، ويسمح لنتائج محلل الطيف الطيفي بأبعاد العناصر الهيكلية.

في المرحلة النهائية يتم تصميم الأساسات.

الكلمات استدلالية : بناء ، BAEL91 ، CBA93 ، أساس ، حساب زلزالي ، RSA2019 ، RPA99 / إصدار 2003.

La liste des abréviations :

- A : Coefficient d'accélération de zone.

- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.

- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

LISTE DES FIGURES :

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

Figure I-1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....10

Figure I-2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}10

Figure I-3: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}11

Figure I-4: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....12

Figure I-5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.....12

Figure I-6: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....14

Chap. II : Pré dimensionnement

Figure II-1: Coupe de voile en élévation.....19

Figure II-2: Coupe de voile en plan.....20

Figure II-3: Schéma de section des poutres.....23

Figure II-4: Coffrage des poteaux.....24.

Figure II -5: planchers en corps creux.....26

Chap. III : Descend des charges et evalution des charges

Figure III-1.: dimensionne de l'acrotère.....33

Figure III-2: Murs extérieur.....34

Figure III-3: Cloison intérieure.....34

Figure III-4: poteau centrale.....36

Figure III-5: poteau centrale.....43

Chap. IV :Les elements secondaires

Figure IV-1 : Vue en plan et en élévation d'escalier.....46

Figure IV-2 : Schéma statique d'escalier.....51

Figure IV-3 : Ferrailage de l'escalier.....57

Figure IV-4 : ferrailage de poutre palière sur appuis.....61

Figure IV-5: ferrailage de poutre palière sur Travée.....61

<i>Figure IV-6 : Schéma statique de balcon.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure IV-7: ferrailage de la console.....</i>	<i>67</i>
<i>Figure IV-8: Schéma de ferrailage de la dalle machine.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure IV-9: Schéma de l'acrotère.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure IV-10: Schéma du ferrailage de l'acrotère.....</i>	<i>81</i>
<i>Figure IV- 11 : Plancher a corps creux.....</i>	<i>82</i>
<i>Figure IV-12 : Schéma de poutrelle.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure IV-13: Schéma statiques des types des poutrelles.....</i>	<i>83</i>
<i>Figure IV-14 : Diagramme de moment à ELU.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure IV-15: Diagramme de moment à ELS.....</i>	<i>88</i>
<i>Figure IV-16: Diagramme des efforts tranchants.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure IV-17: ferrailage de poutrelle.....</i>	<i>98</i>
<i>Figure IV-18: Disposition constructive des armatures de la dalle.....</i>	<i>100</i>

Chap. V : Etude de Vent

<i>Figure V-1 : Action du vent.....</i>	<i>101</i>
<i>Figure V-2: Répartition de la pression dynamique.-.....</i>	<i>103</i>
<i>Figure V-3: Vue en plan.....</i>	<i>106</i>
<i>Figure V-4: Cpe sur les parois verticales.....</i>	<i>107</i>
<i>Figure V-5 : C_{pe} sur les toitures.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure V-6: Force résultante R.....</i>	<i>113</i>

Chap. VI : Etude Sismique

<i>Figure VI.1 Vue en 3D de la structure à partir de logiciel RSA 2019.....</i>	<i>120</i>
<i>Figure VI-2: disposition des voiles proposée Pour RDC.....</i>	<i>124</i>
<i>Figure VI-3: disposition des voiles proposée Pour Etage courant.....</i>	<i>124</i>
<i>Figure VI-4: Vu en plan et en élévation mode 01.....</i>	<i>126</i>
<i>Figure VI-5: Vu en plan et en élévation mode 02.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure VI-6: Vu en plan et en élévation mode 03.....</i>	<i>127</i>
<i>Figure VI-7 : Spectre de réponse dans chaque mode.....</i>	<i>132</i>

Chap. VII : Effet de Temperature

<i>Figure VII-1 : chargement thermique sous robot-1 ere étape.....</i>	<i>142</i>
<i>Figure VII-2 : Chargement thermique de poutre selon Tmax.....</i>	<i>143</i>
<i>Figure VII-3:axe local d'une pouter.....</i>	<i>144</i>
<i>Figure VII-4 : modélisation des charges thermiques du poutre de terrasse sous robot.....</i>	<i>145</i>
<i>Figure VII-5 : Chargement thermique de poutre de rive selon Tmax.....</i>	<i>146</i>
<i>Figure VII-6 : modélisation des charges thermiques du poutre de rive sous robot.....</i>	<i>146</i>
<i>Figure VII-7 :structure après le chargement thermique.....</i>	<i>146</i>

Chap. VIII : Ferrailage des elementsresistants

<i>FigureVIII-1 : identification et numérotation des pouters.....</i>	<i>151</i>
<i>Figure VIII-2 : Identification du poutre calculée.....</i>	<i>152</i>
<i>Figure VIII-3 : Digramme de moments fléchissant sous combinaison 1.35G + 1,5 Q +0.8Tmin.....</i>	<i>153</i>
<i>Figure VIII-4 : diagramme des efforts tranchant maximums.....</i>	<i>157</i>
<i>Figure VIII-5 : ferrailage du poutre principale niveau +39.72.....</i>	<i>158</i>
<i>Figure VIII-6 : Identification du poutreprincipale de rive calculée.....</i>	<i>159</i>
<i>Figure VIII-7 : Digramme de moments fléchissantsous combinaison 1.35G + 1,5 Q +0.8Tmin.....</i>	<i>159</i>
<i>Figure VIII-8: diagramme récapitulatifdes efforts tranchants extrêmes –poutre principale de rive.....</i>	<i>163</i>
<i>Figure VIII-9 : ferrailage du poutre principale niveau +18.36.....</i>	<i>146</i>
<i>Figure VIII-10: Identification du poutrenoyée calculée.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure VIII-11 : Digramme de moments fléchissantextrême de la poutre noyée.....</i>	<i>147</i>
<i>Figure VIII-12: diagramme récapitulatifdes efforts tranchants extrêmes –poutre secondaire.....</i>	<i>167</i>
<i>Figure VIII-13 : ferrailage du poutre noyée niveau +18.36.....</i>	<i>169</i>
<i>Figure VIII-14: Identification du poutresecondaire calculée.....</i>	<i>170</i>
<i>Figure VIII-15: Digramme de moments fléchissantà l'ELU de la poutre secondaire.....</i>	<i>170</i>
<i>Figure VIII-16 : diagramme récapitulatifdes efforts tranchants extrêmes –poutre secondaire.....</i>	<i>173</i>
<i>Figure VIII-17 : ferrailage du poutre secondaire niveau +3.06.....</i>	<i>174</i>
<i>Figure VIII-18:identification du voile calculé par la methode par bandes</i>	<i>178</i>
<i>Figure VIII-19:ferrailage du voile – 1^{er} choix</i>	<i>188</i>

Figure VIII-20: ferrailage du voile – 2^{eme} choix188

Chap.IX: Etude de L'infrastructure

Figure-IX-1 :Schéma statique de l'infrastructure.....201

Figure IX.2 :dimensions du radier.....203

Figure IX. 3 :Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELS.....205

Figure IX. 4 :Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELU.....206

Figure IX. 5 :Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELA.....207

Figure-IX-6 :schéma de ferrailage de Nappe supérieure (en travées).....208

Figure-IX-7 : Schéma ferrailage de Nappe inférieure (sur appui).....217

Figure IX-8: Digramme de moments fléchissant a l'ELU de la poutre secondaire.....218

Figure IX-9 : diagramme récapitulatif des efforts tranchants extrêmes –nervure ELU....220

Figure-IX-10 : Ferrailage de débordement.....223

Figure-IX-11 : Déformation verticale et horizontale sur le voile périphérique.....226

Figure-IX-12 : Diagdes M du voilePériphérique.....227

Figure -IX-13:Schéma de ferrailage du voile périphérique pour 1ml.....227

LISTE DES TABLEAUX:

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I-1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e13

Chap. II : Pré dimensionnement

Tableau II-1: Section des éléments adopté.....27

Chap. III : Descent des charges et evaluation des charges

Tableau III-1 : Evaluation des charges -Plancher terrasse inaccessible-29

Tableau III-2 : Evaluation des charges - Plancher terrasse accessible-30

Tableau III-3 : Evaluation des charges -Plancher étage courant-31

Tableau III-4 : Evaluation des charges -Plancher étage courant-31

Tableau III-5 : Evaluation des charges -des balcons31

Tableau III-6: Evaluation des charges –volée d'escalier32

Tableau III-7 : Evaluation des charges palier d'escalier32

Tableau III-8 : Evaluation des charges –palier d'escalier33

Tableau III-9: Evaluation des charges –des cloisons extérieures34

Tableau III-10 : Evaluation des charges –des cloisons intérieures35

Tableau III-11 : Descente des charges de poteau intermédiaire39

Tableau III-12 : Descente des surcharges de poteau intermédiaire type 140

Tableau III-13: Section adopté pour le poteau le plus chargé42

Tableau III-14 : Descente des surcharges de poteau intermédiaire type 244

Tableau III-15 : Les dimensions des poteaux utilisés pour poteau type 245

Tableau III-16 : Les dimensions des poteaux utilisés pour poteau45

Chap. IV : Les elements secondaires

Tableau IV-2-1: dimensions d'escaliers49

Tableau IV-2-2. Les charges appliquées pour la paillasse50

Tableau IV-2-3 : Les charges appliquées pour le palier50

Tableau IV-2-4 : Récapitulatif du ferrailage des escaliers52

Tableau IV-2-5 : ferrailage longitudinales d'escaliers53

Tableau IV-2-6 : Récapitulatif du ferrailage d'escaliers a L'E.L.U.....	53
Tableau IV-2-7 : Récapitulatif du ferrailage d'escaliers a L'E.L.S.....	53
Tableau IV-2-8 : Vérification des contraintes.....	54
Tableau IV-2-9 : Vérification de la flèche d'escaliers.....	55
Tableau IV-2-10 : Les moments correspondant.....	55
Tableau IV-2-11 : Valeur des contraintes d'escaliers.....	56
Tableau IV-2-12 : Valeur des coefficients μ_j; μ_g; μ_q.....	56
Tableau IV-2-13: Module de déformation longitudinale du béton.....	56
Tableau IV-2-14 : Vérification de la flèche d'escaliers.....	56
Tableau IV-2-15: les charges appliquées sur la poutre palière.....	58
Tableau IV-2-16: Ferrailage de la poutrepalière.....	59
Tableau IV-3-1 : Calcul des sollicitations.....	63
Tableau IV-3-2 : Les combinaisons d'action du balcon étage courant.....	63
Tableau IV-3-3: ferrailage longitudinales du balcon.....	64
Tableau IV-3-4: Récapitulatif de ferrailage du balcon.....	65
Tableau IV-4-1: Les moments de la dalle machine.....	71
Tableau IV-4-2: Ferrailage de la dalle machine en travée.....	71
Tableau IV-4-3: Ferrailage de la dalle machine sur appuis.....	72
Tableau IV-5-1: Sollicitations de l'acrotère.....	76
Tableau IV-6-1: Récapitulatif de types 1 et 2 des poutrelles.....	84
Tableau IV-6-2: Récapitulatif de la Combinaison de charge.....	86
Tableau IV-6-3: Les moments isostatiques- p. terrasse.....	87
Tableau IV-6-4: Les moments sur appuis - p. terrasse –.....	87
Tableau IV-6-5: Les moments en travée - p. terrasse.....	88
Tableau IV-6-6: L'effort tranchant- p. terrasse –.....	89
Tableau IV-6-7: Combinaison de charge de type 2 des poutrelles.....	91

<i>Tableau IV-6-8 : Récapitulatif de l'effort internes.....</i>	<i>91</i>
<i>Tableau IV-6-9 : Efforts maximaux en appuis et en travées.....</i>	<i>93</i>
<i>Tableau IV-6-10: Récapitulatif du ferrailage de poutrelle.....</i>	<i>94</i>
<i>Tableau IV-6-11: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....</i>	<i>95</i>
<i>Tableau IV-6-12: Vérification de la flèche.....</i>	<i>96</i>

Chap. V : Etude de Vent

<i>Tableau V-1: Catégorie de terrain.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau V-2 : La pression dynamique de référence.....</i>	<i>102</i>
<i>Tableau V-3 : Coefficient de rugosité C_r.....</i>	<i>104</i>
<i>Tableau V-4 : Coefficient d'exposition C_e</i>	<i>105</i>
<i>Tableau V-5 : coefficient de la pression appliquée à chaque étage</i>	<i>105</i>
<i>Tableau V-6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates.....</i>	<i>109</i>
<i>Tableau V-7 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau V-8: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=0.5$.....</i>	<i>111</i>
<i>Tableau V-9 : Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$.....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau V-10: Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.5$.....</i>	<i>112</i>
<i>Tableau VI-11: Résultats de la force Résultant R.....</i>	<i>115</i>
<i>Tableau V-12: Détermination de la force résultante</i>	<i>115</i>

Chap. VI : Etude Sismique

<i>Tableau VI-1 : Coefficients d'accélération de zone (A).....</i>	<i>121</i>
<i>Tableau VI-2 : Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structure</i>	<i>121</i>
<i>Tableau VI-3 : Valeur de P_q.....</i>	<i>123</i>
<i>Tableau VI-4 : Valeur de T_1 et T_2.....</i>	<i>123</i>
<i>Tableau VI-5 : Les modes propres de vibration de la structure</i>	<i>125</i>
<i>Tableau VI.6 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....</i>	<i>131</i>

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....132

Tableau VI-8 : Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structure....134

Tableau. VI.9 Résultante des forces sismiques à la base.....134

Tableau VI.10: centre de gravité et brade levier la structure.....135

Tableau VI-11: Distribution des forces sismiques et Vérification de la stabilité au renversement selon x.....137

Tableau VI-12 : Distribution des forces sismiques et Vérification de la stabilité au renversement selon x.....137

Tableau VI-13 : Comparaison entre le séisme et le vent.....138

Chap. VII : Effet de Temperature

Chap. VIII : Ferrailage des elementsresistants

Tableau VIII-1 : caractéristique des poutres.....152

Tableau VIII-2 : caractéristique matériaux.....152

Tableau VIII-3 : Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot.....153

Tableau VIII-4: Vérification à ELS pour les poutres principales en travée154

Tableau VIII-5: Vérification de la section d'armature.....155

Tableau VIII-6: Ferrailage de la poutre principale sur appui.....155

Tableau VIII-7: Vérification la contrainte max du béton pour les poutres principale sur appui.....155

Tableau VIII-8: Section d'armature adopté sur la nappe supérieur de l'appui des poutres principales à ELA156

Tableau VIII-9: Armature longitudinale à ELA ($0,8G \pm E$) des poutres principale sur appui.....156

Tableau VIII-10: Section d'armature adopté sur appui des poutres principales ELA ($0,8G \pm E$).....156

Tableau VIII-11 : Moments de la poutre principale de rive après l'analyse numérique par Robot.....158

Tableau VIII-12: Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot.....159

Tableau VIII-13 : Moments de la poutre noyée d'après l'analyse numérique par le Robot.....162

Tableau VIII-14 : Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot.....165

Tableau VIII-15 : Moments des poutres secondaires d'après l'analyse numérique par le Robot.....	167
Tableau VIII-16: Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot.....	170
Tableau VIII-17 : Excentricité due aux effets du second ordre.....	172
Tableau VIII-18: Section minimale des armatures longitudinales.....	190
Tableau VIII-19: Caractéristique des situations.....	192
Tableau VIII-20: Type des sections de 1 ^{er} cas.....	193
Tableau VIII-21: Section d'armature à la flexion simple de 1 ^{er} cas.....	193
Chap.IX: Etude de L'infrastructure	
Tableau IX-1: Résultats de calcul de la stabilité du radier.....	213
Tableau IX-2 : Moments Myydu table de radier d'après l'analyse numérique par le Robot.....	215
Tableau IX-3 : Moments de la nervure étudier d'après l'analyse numérique par le Robot.....	218
Tableau IX-4 : section des armatures du nervure.....	220
Tableau IX-5: Ferraillages du débord à L'ELU.....	222
Tableau IX-6: Ferraillages du débord à L'ELS.....	223

References bibliographique

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

✓ Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*
- *RNV .1999: Règle neige et vent*

✓ MEMOIRES :

- *Etude d'un bâtiment (R+12).....PFE2017 UBMA.*
- *Etude d'un bâtiment (R+4).....PFE2007 UBMA.*

✓ Cours :

- *Résistance des matériaux.*
- *Béton armée. Mm :Mennadi*
- *Dynamique des structures Mr :kebaïlibachir*
- *Génie para-sismique Mr :kebaïlibachir*

✓ Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2016 (Dessin)*
- *Manuel de « ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019».*
- *ROBOT EXPERT*
- *Excel 2007.*

Sommaire



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des Matériaux de l'ouvrage

I-1 –Introduction générale.....	01
I-2-Présentation de l'ouvrage.....	03
I-3-Caractéristique mécanique des matériaux.....	07
I-4-Méthodes et hypothèses de calcul	14
I-5- conclusion.....	18

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1.Introduction.....	19
II.2.Pré dimensionnement des voiles.....	19
II.3.Pré dimensionnement des poutres.....	21
II.4.Pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.5.Pré dimensionnement des planchers.....	25
II.6.Conclusion.....	27

Chapitre III : Descente des charges

III.1.Introduction.....	28
III.2.Evaluation des charges.....	29
III.3.Descente des charges.....	36

Chapitre IV: Etude des éléments secondaires

IV.1.Introduction.....	46
IV.2.Etude d'escalier.....	46



IV.3.Etude de balcon.....	60
---------------------------	----

IV.4.Etude d'ascenseur.....	74
IV.5.Etude de l'acrotère.....	80
IV.6.Etude des planchers.....	88

Chapitre V: Etude de vent

V.1. Introduction.....	101
V.2. l'action de vent.....	101
V. 3. Application du R.N.V.99.....	102

Chapitre VII: Etude sismique

VI.1.: Introduction	116
VI.2 .Critères de classification par RPA 99.....	117
VII-3- Chois de la méthode de calcul	117
VII-4- VI.4.modélisation de la structure	119
VII-5- VI.4. étude sismique(RPA...210	

Chapitre VII: Effets de La température

VII -1 –introduction	141
VII-2-Les Contraintes thermiques.....	141
VII -3-Réglementations et normes.....	141
VII -4-introduire l'effet de la température sous robot	141
VII -5-Combinaisons de calcul.....	143
VII -6-Les éléments concernés	144



Chapitre VIII: Ferrailage des éléments résistants

VIII -3-introduction.....	148
---------------------------	-----

VIII -3-ferraillage des poutres.....	148
VIII -5-ferraillage des voiles.....	175
VIII -4-ferraillage des poteaux.....	189

Chapitre IX: Etude de l'infrastructure

IX-1- Etude des fondations.....	199
IX-2- Ferraillage du radier.....	213
IX-3- Ferraillage du radier.....	222
IX- 4- Les Voiles périphérique.....	224

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

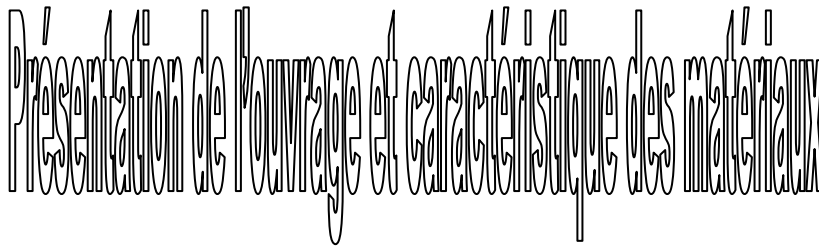
- *La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.*
- *Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).*
- *Confort.*
- *Esthétique.*

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une tour implantée dans une zone de moyenne sismicité, comportant un RDC + 12 étages + 1 sous-sol, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques voiles.

Ce mémoire est constitué 9 chapitres :

- *Le premier chapitre : consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.*
- *Le deuxième chapitre : présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).*

- *Le 3ème chapitre : présente le calcul de descente des charges.*
- *Le 4ème chapitre : présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers.....).*
- *Le 5ème chapitre : présente l'étude de vent.*
- *Le 6ème chapitre : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul RSA 2019.*
- *Le 7ème chapitre : effets de la température*
- *Le 8ème chapitre : Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel RSA 2019 ainsi que ROBOT EXP ERT*
- *Pour le dernier chapitre on présente l'étude de l'infrastructure suivie par une conclusion générale*



- I-1-Présentation de l'ouvrage.
- I-2-caractéristique mécanique des matériaux.
- I-3-Méthode et hypothèse de calcul.
- I-4- conclusion.

I-1-Présentation de l'ouvrage:

I.1.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1.2.Description générale du projet :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier une tour comprenant un rez-de-chaussée et 12 étages .le rez-de-chaussée est à usage administratif et habitation, les restes des étages est à usage d'habitation chacun d'eux est composé de quatre appartements « F3+F4 » pour tous les niveaux. .l'implantation de l'ouvrage a été prévue à la wilaya d'Annaba (sidi Achour) qui est classée en zone IIa selon la classification des zones sismiques de R.P.A99 versions 2003.

I.1.3. Système de contreventement :

La structure de l'ouvrage selon la conception de l'architecte est constituée par des portiques (poteaux et poutres) ainsi que des voiles en béton armé pour ce type de structure on peut prévoir 2 types de contreventement :

- **Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitation dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont conjointement prises par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitation résultants

de leurs interactions, à tous les niveaux ;les portiques doivent reprendre ,outre les sollicitation dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage .

• **Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé :**

Dans ce cas voile reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontale. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales .toute fois, en zone sismique II_b et III, il ya lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontale globale.

Avec se système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

- Le système de contreventements de la structure de notre ouvrage c'est :
contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile.

I.1 .4.Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur de l'ouvrage :
 - RDC = 31,65 m
 - 1^{ère} à 12^{ème} étage = 28,90m
- Largeur de l'ouvrage : 31,48 m
- Hauteur totale de l'ouvrage (sans acrotère): 41,31 m
- Hauteur de l'acrotère : 60cm
- Hauteur de RDC : 4,59m
- Hauteur des étages courants : 3,06 m
- La communication entre les différents étages est assurée par deux types d'escaliers et 2 cabines d'ascenseur pour les personnes.
- La terrasse de l'ouvrage est une terrasse inaccessible
- Les fondations : sont adoptées en fonction de la nature du sol.

I.1.5.Donnés des sites :

- Le bâtiment est implanté à Annaba qui classé par le RPA 99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (IIa) .
- L'ouvrage appartient au « **groupe d'usage 2** ».
- Le site est considéré comme meuble : catégories **S3**.

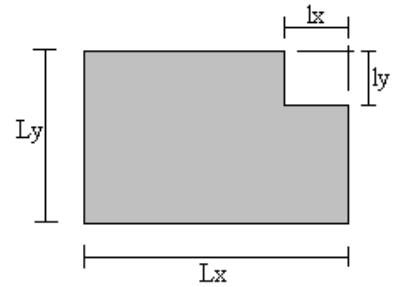
- Contraintes admissible du sol : $\bar{\sigma} = 2 \text{ bar}$.

a. Régularité en plan :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{11,14}{23,48} = 0,47 > 0,25 \quad \curvearrowright \quad \text{C.non vérifiée}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{4,44}{31,65} = 0,253 > 0,25 \quad \curvearrowright \quad \text{C.non vérifiée}$$

$$0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0,81 \leq 4 \quad \curvearrowright \quad \text{C.vérifiée}$$



b. Régularité en élévation :

$$\frac{B'}{B} = \frac{23,48}{23,48} = 1 \geq 0,67 \quad \curvearrowright \quad \text{C. vérifiée}$$

Il suffit qu'un critère n'est pas satisfait, pour que le bâtiment soit Classé irrégulier.

1.1.6. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calculs adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,865 \text{ Mpa}$
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,195 \text{ Mpa}$
- $F_e = 400 \text{ Mpa}$

1.1.7. Choix de structure :

1. L'ossature :

L'ossature d'un bâtiment admet une fonction de résistance elle doit assurée principalement la stabilité vis à vis des effets horizontaux et verticaux qui sont dues aux :

- Charges permanentes résultant du poids spécifique des matériaux mis en œuvre.
- Charges d'exploitation résultant du mobilier, des personnes et d'un mode normal d'occupation.
- Charges diverses.
- Actions climatiques : neige, vent et température.
- Actions sismiques due au tremblement de terre.
- Fluage provoqué par des charges de longue durée d'application.

- *Retrait caractéristique fréquent du béton.*
- *Action d'incendie.*

Le choix est jugé bon si tous les effets sont repris par l'ossature sans ambiguïté ni au cours de l'exécution ni à long terme.

Tenant compte de tous ces critères cités, le choix d'une structure en portique auto stable et voiles en béton armé (structure mixte) a été maintenu.

2. Les planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, nous avons utilisé deux types de plancher :

- *Plancher à dalle pleine pour les balcons et l'ascenseur.*
- *Plancher corps creux pour les autres niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduits d'évacuation.*

3. Les éléments complémentaires :

- *escaliers : sont à deux volées coulées sur place.*
- *L'acrotère : éléments coulés sur place encastrés au plancher terrasse.*
- *Les façades : en maçonnerie à double paroi, composées par deux rangs de briques séparés par une lame d'air qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique.*
- *Les cloisons : en maçonnerie légère pour séparer entre les chambres et les placards.*
- *Un ascenseur. Notre construction choisit un système de contreventement mixte par des portiques (poteaux, poutres), et par des*
- *voiles qui reprennent la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.*

4. Murs :

On a deux types :

- *Le premier type en double paroi, séparé par un vide de 5 cm en brique creuse de (15 + 10) cm, adopté pour les murs extérieurs*
- *Le deuxième type en paroi simple (brique creuse de 10 cm) adopté pour les murs intérieurs.*

5. Revêtement :

- Carrelage pour les planchers.
- Plaque de marches et contre marches pour les escaliers et revêtement en mortier de ciment pour les murs et les plafonds.

6. L'étanchéité :

L'étanchéité des planchers contre plusieurs phénomènes principalement on cite les intempéries (neige, vent, pluie) est assurée par l'empilement des différentes couches qui sont :

- Gravillon contre le soleil et l'intempérie.
- L'étanchéité multicouche.
- Forme de pente pour évite la strangulation des eaux pluviale.
- Isolation thermique « liège ».
- Dalle pleine d'épaisseur
- Enduit sous plafond.

L'étanchéité des murs est assurée par des couches d'enduit en plâtre et enduit de ciment sur leurs surfaces.

7. L'infrastructure :

C'est la partie limite du bâtiment qui permet d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage et a pour rôle de :

- Veiller à la stabilité de la structure.
- Supporter la superstructure.
- Transmission des contraintes au sol.

I.2. Caractéristiques des matériaux :

I.2.1. Béton :

I.2.1.1. Définition de béton armé :

En appel un béton le matériau consisté par le mélange ; dont des proportions convenable ; de ciment, granulats et eau .le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans béton des aciers disposé de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal par lui-même ;(effort de traction)

I.2.1.2. Les compositions du béton :

1. ciment:

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

2. granulats:

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

1.2.1.3. Dosage de béton :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

1.2.1.4. caractéristique de béton :

a. Masse volumique :

La masse volumique du béton est comprise entre 2200 à 2400 kg /m³ .cette masse peut atteindre jusqu'à 2500-2600kg /m³

b. Coefficient de dilatation :

Ce coefficient varie avec le dosage en ciment sa valeur moyenne vaut environ 10⁵ et voisine de celle relative à l'acier

c. Retrait :

Au cours de sa vie le béton subit une variation de volume ,ce raccourcissement est le retrait qui dépend de :

- Dosage en ciment
- Qualité d'eau de gâchage

Le raccourcissement unitaire du au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas des pièces conservées dans l'air référence : CBA 93

- 2.10^{-4} climat humide zone A de la carte zonage climatique de l'Algérie
- 3.10^{-4} climat tempéré zone B la carte zonage climatique de l'Algérie
- 4.10^{-4} climat chaud et sec zone B', c et D' la carte zonage climatique de l'Algérie
- 5.10^{-4} climat très sec au désertique zone D₂ et D₃ la carte zonage climatique de l'Algérie

d. Fluage :

Le fluage sous charge dépend de la contrainte appliquée et de l'époque à laquelle cette contrainte commence à être appliquée.

1.2.1.5. Résistance mécanique du béton :

a. Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

$$- \text{Pour des résistances } f_{c28} \leq 40\text{MPa} : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

$$- \text{Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MP} : \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

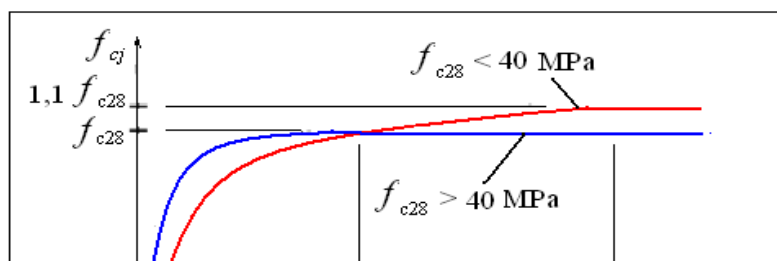


Figure I-1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b. Résistance à la traction :

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

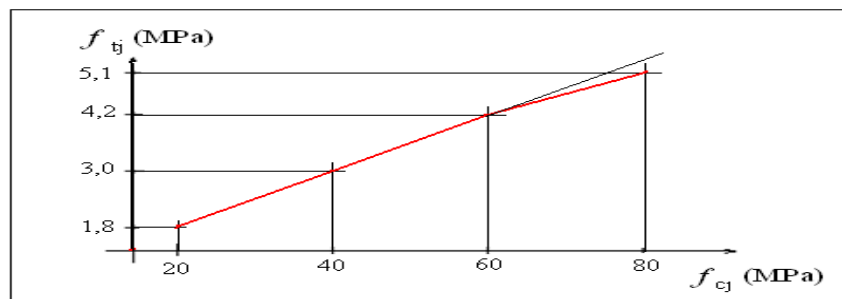
$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$


Figure I-2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

c. Modules de déformation longitudinale :

On distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la

Compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4400\sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \end{cases}$$

$$E_{vj} = 0,6 \cdot 100 (f_{cj}) \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, avec fumée de silice}$$

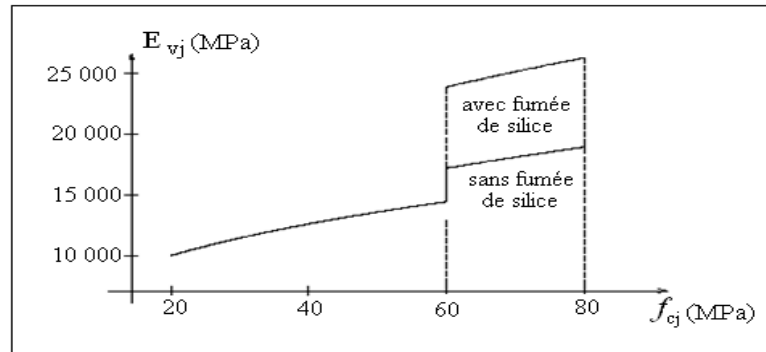


Figure I-3: Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

d. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'ELS.

e. Contrainte de calcul du béton comprimé :

-Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$

$$- \epsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Ou :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ si la durée est supérieure à } 24\text{h} \\ \theta = 0,9 \text{ si la durée est comprise entre } 1\text{h et } 24\text{h et} \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée est inférieure à } 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

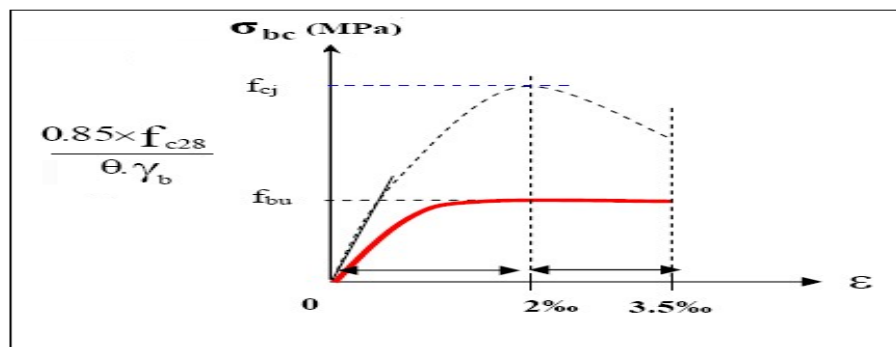


Figure I-4: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

-Etat Limite de Service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

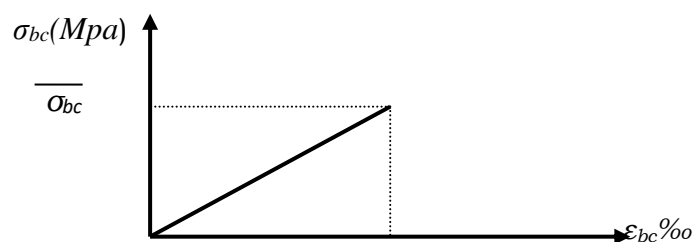


Figure I-5: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28}.$$

I.2.2. L'Acier :

1.2.2.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

1.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA	F_eE40	400	Emploi courant.
Type 1 et 2	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Type 3	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses	$TL50 \Phi > 6mm$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
Type 4	$TL50 \Phi \leq 6mm$	520	

Tableau I-1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

1.2.2.3. Contrainte limite des Aciers :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

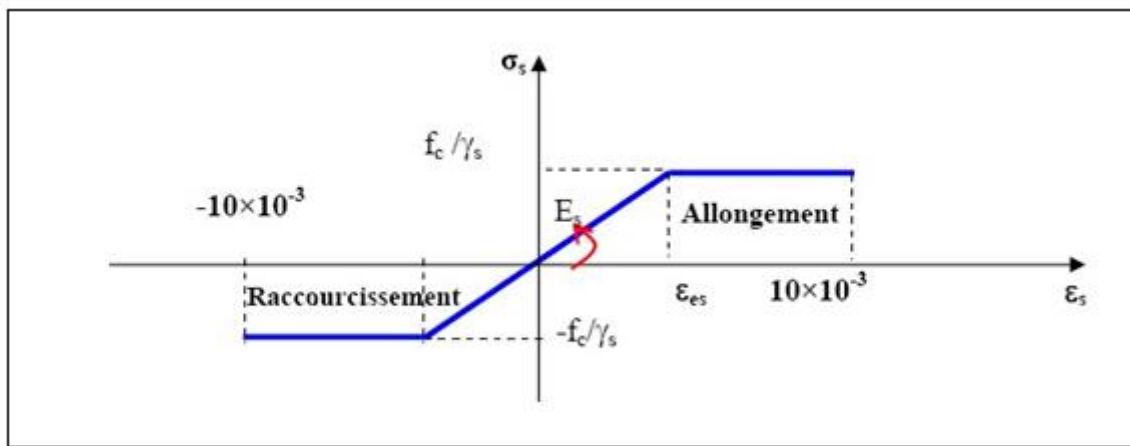


Figure I-6: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

b. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_c ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.4f_c ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

I.3. Méthode et hypothèse de calcul:

I.3.1. Méthodes de calcul aux états limites :

- **L'ELU**

Il existe 7 hypothèses à cet état :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation « **hypothèse de Bernoulli** »
- ✓ la résistance du béton à la traction est négligeable.

- ✓ cas de glissement relatif entre les armatures et le béton chaque armature subie la même variation linéaire que la gamme du béton qui l'entoure.
- ✓ Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 - $\zeta_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \longrightarrow \text{flexion}$
 - $\zeta_{bc} = 2 \text{ ‰} \longrightarrow \text{compression}$
- ✓ l'allongement ultime de l'acier est limité à $\zeta_s = 10 \text{ ‰}$.
- ✓ pour la compression et la traction simple, les diagrammes linéaires de déformations d'une section passe obligatoirement par l'un de (03) pivots A, B et C.
- ✓ on peut supposer concentrer en son centre de gravité à la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimés.

Remarque : On doit vérifier la contrainte de non fragilité des pièces de béton pour prévoir un pourcentage d'armature afin de couvrir les fissures, selon le BAEL on définit : $\rho = A_s / b_0 d$

• **L'ELS :**

On admet les hypothèses suivantes :

- ✓ La section droite reste plane après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés linéairement élastiques

$$\sigma_b = E_b \cdot \zeta_b, \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s$$

Avec :

ζ_b, ζ_s : allongement de la fibre du béton et l'acier

E_b, E_s : module de déformation longitudinales du béton et de l'acier

$$\zeta_b = \zeta_s \implies \sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s \implies E_s \sigma_b / E_b = n \sigma_b$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton

Avec : $n = 15$ pour le BAEL, il fait abstraction du fluage.

I.3.2. Les actions :

▪ **actions permanentes G :**

Elles ont une intensité constante généralement c'est le poids propre de la construction et des équipements fixés.

▪ **actions variables Q :**

Leurs intensité varie fréquemment et d'une façon importante ce sont les surcharges d'exploitation les actions naturelles et climatiques (neige ,vent ,température)

▪ **Action accidentelle :**

Ce sont des action provenant de phénomène rare tel que les séisme les chocs et les explosions sont à prendre en compte suivant les combinaisons du règlement RPA .

I.3.3.Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et efforts tranchants- résultat des actions.

✓ **Principes et justifications :**

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, a leurs valeurs nominales.
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considères.

✓ **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultime résistance (art A.3.B.A.E.L91) :**

Les sollicitations a considères résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

• **Combinaison fondamentale :**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considères :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \quad \text{dans le cas général.}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,35 \quad \text{dans les cas particuliers (température ... etc.)}$$

• **Combinaisons accidentelle selon CBA93:**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, Les combinaisons a considères sont les suivante :

$$\text{Avec :} \quad G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

F_A = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11}.Q_i$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{21}.Q_i$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable.

✓ **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3, 3) :**

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \Psi_{0i}.Q_i$$

Avec :

G_{max} = l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} = l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 = une action variable dite de base.

Q_i = une action variable d'accompagnement ($i > 1$).

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (BAEL91 article A 3,31).

✓ **Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3, 4-BAEL91) :**

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

✓ **Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-BAEL91) :**

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont précisées à l'article A.4.4 du règlement BAEL91.

✚ **Règlements utilisés :**

• **Règles B.A.E.L.91:**

Se sont des règles applicables à tous les ouvrages en béton armé soumis à des ambiances s'écartant peu d'influences climatiques et dont le béton est constitué de

Granulats naturels normaux .Avec un dosage de ciment au moins égale à $300\text{kg}/\text{m}^3$ de béton mis en œuvre (pour le ciment portland habituels comportant peut d'ajouts).

Ces règles sont basées sur la méthode semi-probabiliste aux états limites qui permet de prendre en compte le comportement local ou d'ensemble d'une structure dans tous les stades.

- **Règles R.P.A.99 version 2003 :**

Ces règles qui constituent une actualisation des règles R.P.A.88 portent sur la conception et le calcul des constructions en zones sismiques. Elles sont directement applicables à toutes les constructions courantes sauf dans le cas ou sollicitations issus d'un calcul des effets du vent sont plus défavorables seulement les dispositions constructives de ces règles être respecter.

- **Règles neige et vent « N.V.65 » :**

Ce règlement définit les valeurs des surcharges climatiques, neige et vent, sur les constructions et précise les méthodes.

- **Document technique réglementaire « DTR »**

Pour objet de spécifier les charges permanentes et surcharges d'exploitations.

✚ **Les logiciels utilisés :**

- **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2019:** pour la modélisation de la structure.
- **Robot expert 2010**
- **AUTOCAD 2016 :** pour les dessins des plans.
- **Excel 2010.**

I.5.conclusion :

On a essayé dans ce chapitre de présenter notre projet ainsi que les matériaux utilisées ;les méthodes et les hypothèses de calcul qui permet à l'ingénieur civil de calculer sa structure en assurant un compromis entre les facteurs sécurités et économie.

pré dimensionnement

II.1.Introduction

II.2.Pré dimensionnement des voiles

II.3.Pré dimensionnement des poutres

II.4.Pré dimensionnement des poteaux

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA99/Version 2003), (BAEL99 modifié 99) et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des voiles :

II.2. 1: Les voiles du contreventement :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99.

Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux (20%) qu'ils transmettent aux fondations.

- **Les charges verticales:** charges permanentes et surcharges.
- **Les charges horizontales:** effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon les prescriptions déduites dans le R.P.A.

- h_i : hauteur d'étages
Pour sous-sol: $h_i = 2.96m$
 $h_i = 4.49 m$
Pour le rez-de-chaussée : $h_i = 4.59m$
 $h_i = 3.06m$
Pour l'Etage courant : $h_i = 3.06m$
- L : La longueur du voile.
- a : L'épaisseur du voile.

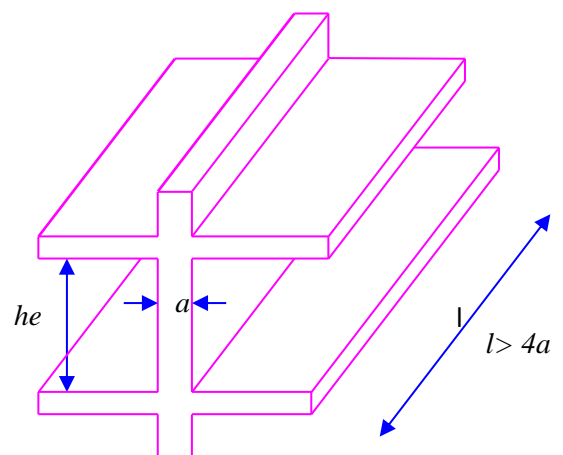


Figure II-1: Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale est de **15cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

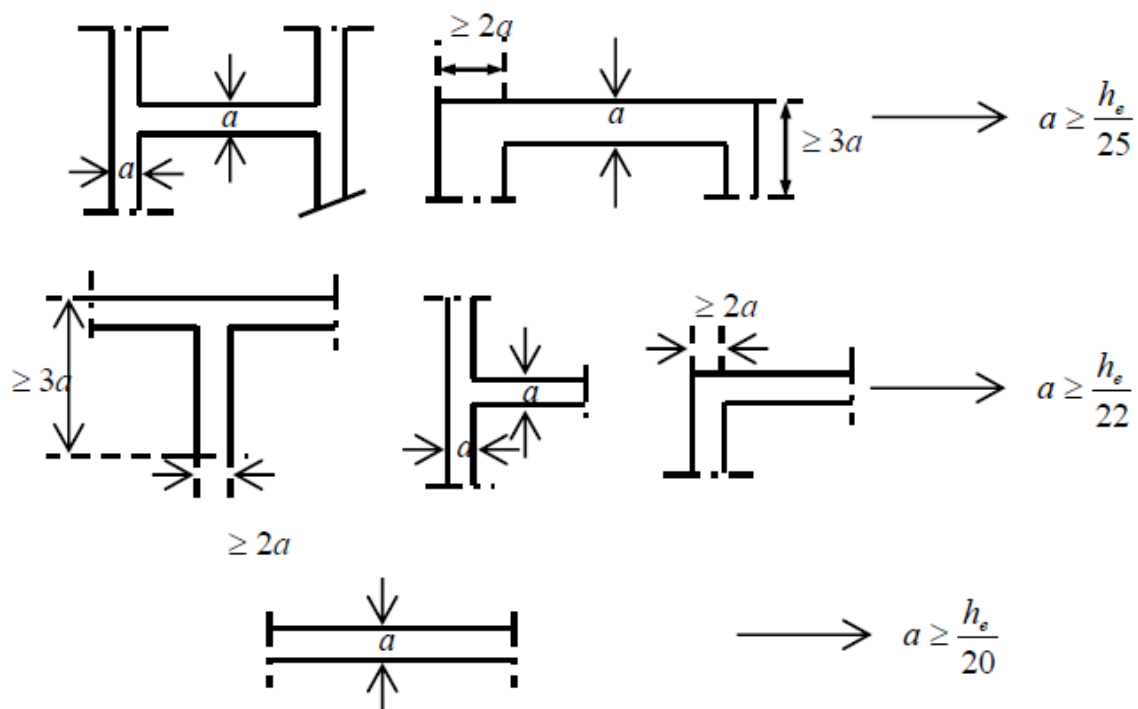


Figure II-2: Coupe de voile en plan.

- Niveau SOUS-SOL :

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(449 - 20)}{20} = 21,45 \text{ cm.} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(296 - 20)}{20} = 13,8 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte une épaisseur constante pour tous les voiles S SOL : $a = 25 \text{ cm}$

- Niveau RDC :

$$\begin{cases} a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(459 - 20)}{20} = 21,95 \text{ cm.} \\ a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(306 - 20)}{20} = 14,3 \text{ cm.} \end{cases}$$

On adopte une épaisseur constante pour tous les voiles: $a = 25 \text{ cm}$

- Niveau étages courants :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(306 - 20)}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

On adopte une épaisseur constante pour tous les voiles: $a = 20 \text{ cm}$.

La longueur minimale des voiles $L_{\min} = 4*20=80\text{cm}$

Pour RDC et S SOL: $a = 25 \text{ cm}$

Donc : pour étage courant : $a = 20 \text{ cm}$

II.2. 2 : Voiles périphériques du sous-sol:

Les ossatures aux niveaux de base formées de poteau court doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations (radier...) et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- $a_p \geq 15\text{cm}$
- les armatures sont constituées de deuxnappes.
- De plus l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e .

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{(449 - 20)}{25} = 17,16 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{(296-20)}{25} = 11.04 \text{ cm.}$$

On adopte une épaisseur constante pour tous les voiles périphériques : $a = 20 \text{ cm}$

II.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres doivent satisfaire aux conditions de B.A.E.L 99.et de l'R PA99 version2003

- $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- $h_t = (1/15 \text{ à } 1/10) L$
- $0.4h_t \leq b \leq 0.6h_t$

Avec :

L : Portée en longueur de la poutre.

h_t : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

Selon les prescriptions de l'R PA 99 version 2003(page 51, article N° 7.5.1),

les dimensions minimales des poutres sont les suivantes :

- $b \geq 20$
- $h/b \leq 4$
- $h \geq 30$
- $b_{\max} \leq 1.5h + 1b$

II.3.1. Prés dimensionnement des poutres principales :

$L = 5 \text{ m}$ (la portée entre nue d'appuis)

- D'après BAEL 91 :

$$500/15 \leq h_t \leq 500/10$$

$$\Rightarrow 33.33 \leq h_t \leq 50$$

Donc on adopte, $h_t = 45 \text{ cm}$

$$0.4 \times 45 \leq b \leq 0.6 \times 45 \quad \Rightarrow 18 \leq b \leq 27 \text{ cm}$$

\Rightarrow Selon la condition de RPA, on aura donc des poutres transversales (poutres principales) $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

- Vérification d'après RPA 99 /version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.5 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifiées}$$

II.3.2. Prés dimensionnement des poutres secondaires :

$L = 3.8 \text{ m}$ (la portée entre nue d'appuis)

- D'après BAEL 91 :

$$380/15 \leq h_t \leq 380/10 \Rightarrow 25.33 \leq h_t \leq 38$$

\Rightarrow Donc on adopte. $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.6 \times 35 \Rightarrow 12 \leq b \leq 18$$

\Rightarrow Selon les conditions de l'RPA on aura donc des poutre longitudinales (poutres secondaires) de (30×35)

- Vérification d'après RPA 99 /version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{condition vérifiés}$$

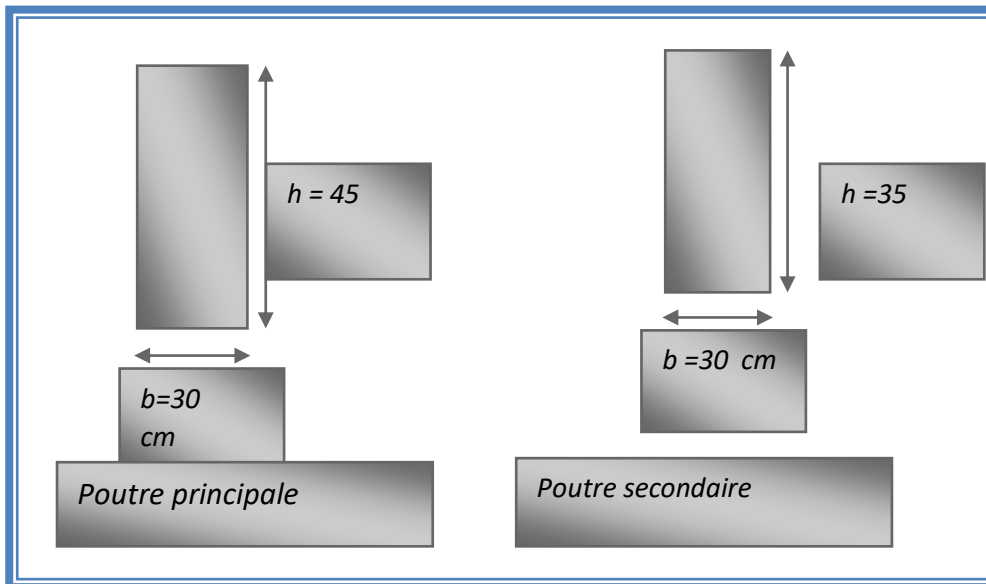


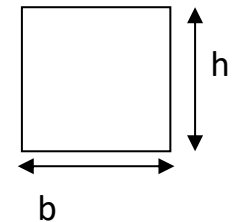
Figure II-3: Schéma de section des poutres.

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

un poteau est un élément verticale soumise à la flexion composé dont la fonction principale est de supporter les charges et les transmettre à la fondation.

on redimensionne les poteaux d'après la condition :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 ; l_f = 0.7 l_0 \text{ (Poteau encastré à la base)} ; i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$



$$\Rightarrow \frac{l_f}{b} \leq 14,4 \Rightarrow b \geq \frac{l_f}{14,4}$$

Tel que :

- λ : Élancement
- L_f : longueur de flambement
- L_0 : hauteur du poteau
- i : rayon de giration ; $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$
- I : inertie de la section

A : section du béton

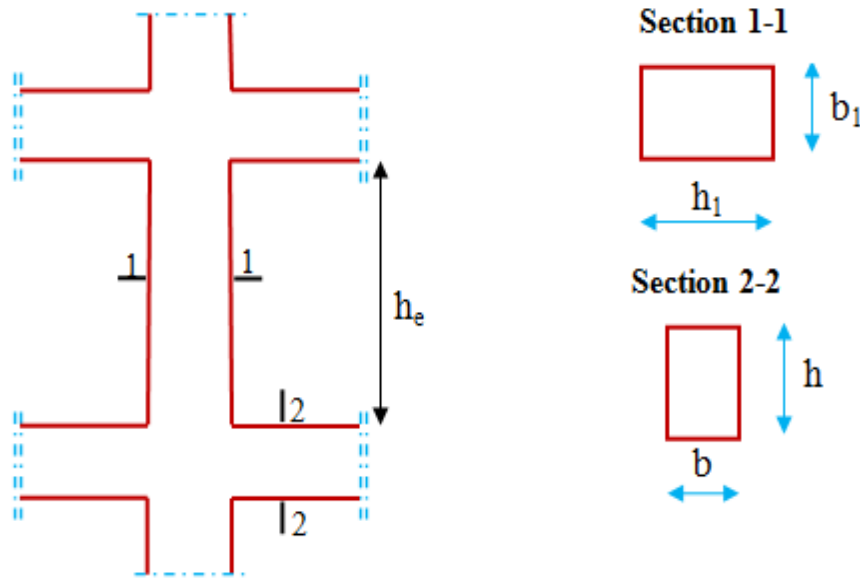


Figure II-4: Coffrage des poteaux.

- Vérification selon RPA99/version 2003 (page 48, article N° 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b,h) \geq 25 \text{ cm en zone I et IIa} \\ \text{Min}(b,h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Alors :

II.4.1. Les poteaux S.SOL et RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_0 = \max(459 \text{ cm}, 449 \text{ cm}, 306 \text{ cm}, 296 \text{ cm}) = 459 \text{ cm} \\ L_f = 0.7 l_0 = 321,3 \text{ cm} \\ b \geq \frac{321,3}{14,4} = 22,31 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Selon RPA 99 /2003 :

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{35}{4} \leq h \leq 35 \times 4 \longrightarrow 8,75 \leq h \leq 140$$

Donc on prend : $h = 50 \text{ cm}$

\Rightarrow Les poteaux sont des sections $(35 * 50) \text{ cm}^2$

- **Vérification selon RPA 99 / 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b,h) \geq 25 \longrightarrow \text{min } (35,50) = 35 \geq 25 \dots\dots\dots cv \\ \text{Min } (b,h) \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \text{min } (35,50) = 35 \geq 22,45 \dots\dots\dots cv \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow 0,25 \leq 1,42 \leq 4 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

⇒ Donc les 3 conditions sont vérifiées

II.4.2. Poteaux des étages courants (de 1^{ère} étage à 12^{ème} étage) :

- **Selon BAEL 91 :**

Condition de flambement :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq \frac{l_f}{14,4}; \quad l_f = 0,7 * 306 = 214,2 \text{ cm} \\ b \geq 214,2/14,4 = 14,875 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Selon RPA 99/2003 :**

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire :

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \frac{30}{4} \leq h \leq 30 \times 4 \longrightarrow 7,5 \leq h \leq 120$$

Donc on prend $h=45 \text{ cm}$

⇒ Les poteaux des étages courantes sont des sections (30*45) cm^2

II.5. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont en corps creux et en dalle pleine aux niveau des balcons et les dalles d'ascenseur.

II.5.1. Corps creux :

II.5.1.1. Pré dimensionnement des Planchers à Corps Creux:

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm), selon le BAEL91 (art B.6.8 ,423).

Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

$$ht \geq \frac{L}{22.5} \text{ avec : } ht : \text{ la hauteur (hourdi + dalle de compression)}$$

$$ht \geq 380/ 22.5 = 16,88 \text{ cm on adoptee } ht= 20\text{cm } (16+4)$$

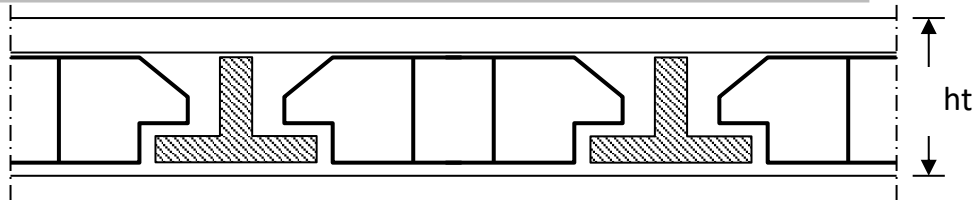


Figure II -5: planchers en corps creux

II.5.1. Les nervures :

La dalle en corps creux $\longrightarrow h = 16\text{cm}$ et $h_0 = 4\text{cm}$

$$b_0 = (0.3 ; 0.5) ht = (6 ; 10)$$

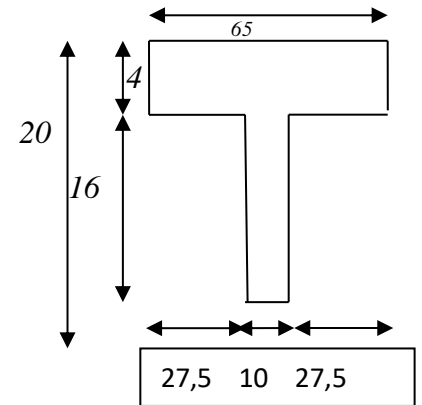
On prend $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 = \min(L_0/2 \text{ et } l_{\min}/2)$$

$$= \min(55/2 ; 65/2) \longrightarrow b_1 = 27,5\text{cm}$$

• Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = b - b_0/2 = 65 - 10/2 = 27,5 \text{ cm} \dots\dots CV \\ b = b_0 + 2b_1 = 10 + 2 * 27,5 = 65 \text{ cm} \dots\dots CV \end{array} \right.$$



a. Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu

Alors : $e = 11\text{cm}$

b. Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16\text{cm}$

II.5.2. Les dalles plaines :

Ce type de planchers est utilisé pour les balcons et les paliers, leur épaisseur doit vérifier deux conditions:

$$\frac{ht_1}{L_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \text{suivantes les conditions de flèche ; } M_t = 0,85 M_0$$

$$\frac{ht_1}{L_x} \geq \frac{1}{20} \times \frac{0,85 \times M_0}{M_0} \rightarrow ht_1 = 0,144\text{m} \longrightarrow \text{on adopte } ht_1 = 15\text{cm}$$

$$ht_2 \geq \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{35}\right)L_x \geq (0,113 \div 0,097) \longrightarrow \text{on adopte } ht_2 = 12\text{cm}$$

$$\text{donc : } ht = \max\{ht_1 \text{ et } ht_2\} = 15\text{cm}$$

II.6. Conclusion :

A fin de résumer les résultats de ce chapitre on présente dans le tableau suivant Chaque élément avec la dimension choisie correspondantes:

ELEMENT	Particularités	$h_e(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	$a(\text{cm})$
Poutre	Principales	/	30	45	/
	Secondaires	/	30	35	/

Poteaux	RDC , S SOL	459	35	50	/
	EC	306	30	45	/
Plancher	Corps Creux	16+4	/	/	/
	Dalle pleine	/	/	/	15
Voile	EC	/	/	/	20
	RDC , S.SOL				25
	V.PERIPHIRIQUE				20

Tableau II-1: Section des éléments adopté

Descente des charges

III.1.Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

✚ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

• Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

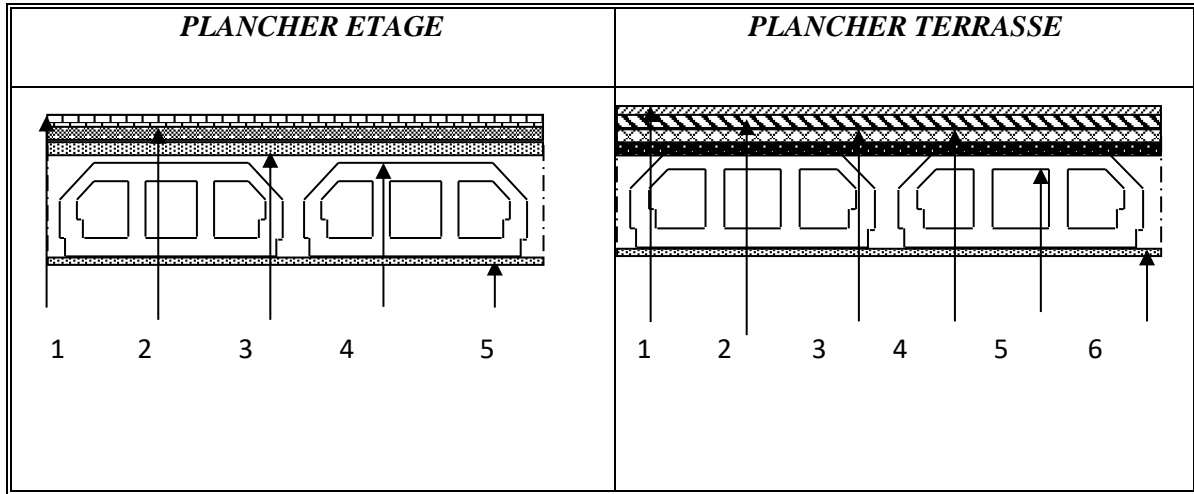
• Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque

La descente des charges a pur but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage au niveau de chaque plancher.

III.2.Evaluation des charges :

A) Les planchers :



A.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

- Charge permanente et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	4	20	0.80
2-Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3-Isolation thermique	4	3	0.12
4-Forme de pente	10	22	2,20
5-Dalle à corps creux	-	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	6,24	(KN/m ²)
Q =	1	(KN/m ²)

Tableau III-1 : Evaluation des charges -Plancher terrasse inaccessible-

A.1. Plancher terrasse (accessible) :

- Charge permanente et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-carrelage	2	20	0.40
Mortier de pose	3	20	0.6
2-Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3-Isolation thermique	4	3	0.12
4-Forme de pente	10	22	2,20
5-Dalle à corps creux	-	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	6,44	(KN/m ²)
Q =	1	(KN/m ²)

Tableau III-2 : Evaluation des charges -Plancher terrasse accessible-

A.2. Plancher étage courant :

- Charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	22	0.44
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	19	0.38
4- Dalle à corps creux	-	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	10	0.20
6-Brique creux	-	-	1.00

G =	5.22	(KN/m ²)
Q =	1.5	(KN/m ²)

Tableau III-3 : Evaluation des charges -Plancher étage courant-

A.3. Plancher SOUS-SOL (niv -1.53 ; 00.00) :

- Charges permanentes et charge d'exploitation :

$G =$	5.22	(KN/m ²)
$Q =$	2.5	(KN/m ²)

Tableau III-4 : Evaluation des charges -Plancher étage courant-

A.4. Dalle pleine (e=15cm) pour les balcons :

- charges permanentes et charge d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	19	0.38
4-Brique creux	-	-	1.00
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

Tableau III-5 : Evaluation des charges -des balcons

$G =$	6,29	(KN/m ²)
$Q =$	3.5	(KN/m ²)

B.les escaliers :

B.1. volée d'escalier :

*** Charges permanentes et charge d'exploitation :**

	<i>Epaisseur</i>	<i>Masse volumique</i>	<i>G</i>
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
<i>Carrelage</i>	2	20	0,4
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0,4
<i>Lit de sable</i>	2	18	0,36
<i>Marche</i>	8,5	25	2,125
<i>Paillasse</i>	$e/\cos \alpha$	25	4
<i>Enduit de plâtre</i>	$e/\cos \alpha$	10	0,2
<i>Garde-corps</i>	/	/	0,6
			8,085

Tableau III-6: Evaluation des charges –volée d'escalier

$G =$	8.085	(KN/m ²)
$Q =$	2.5	(KN/m ²)

B.1. palier de repos d'escalier :

*** Charge permanentes et charge d'exploitation :**

	<i>Epaisseur</i>	<i>Masse volumique</i>	<i>G</i>
	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
<i>Carrelage</i>	2	20	0,4
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0,4
<i>Lit de sable</i>	2	18	0,36
<i>Palier</i>	15	25	3,75
<i>Enduit de plâtre</i>	2	10	0,2
			5,11

Tableau III-7 : Evaluation des charges palier d'escalier

$G =$	8.085	(KN/m ²)
-------	-------	----------------------

$Q =$	2.5	(KN/m ²)
-------	-----	----------------------

Tableau III-8 : Evaluation des charges –palier d’escalier

B .L’ acrotère :

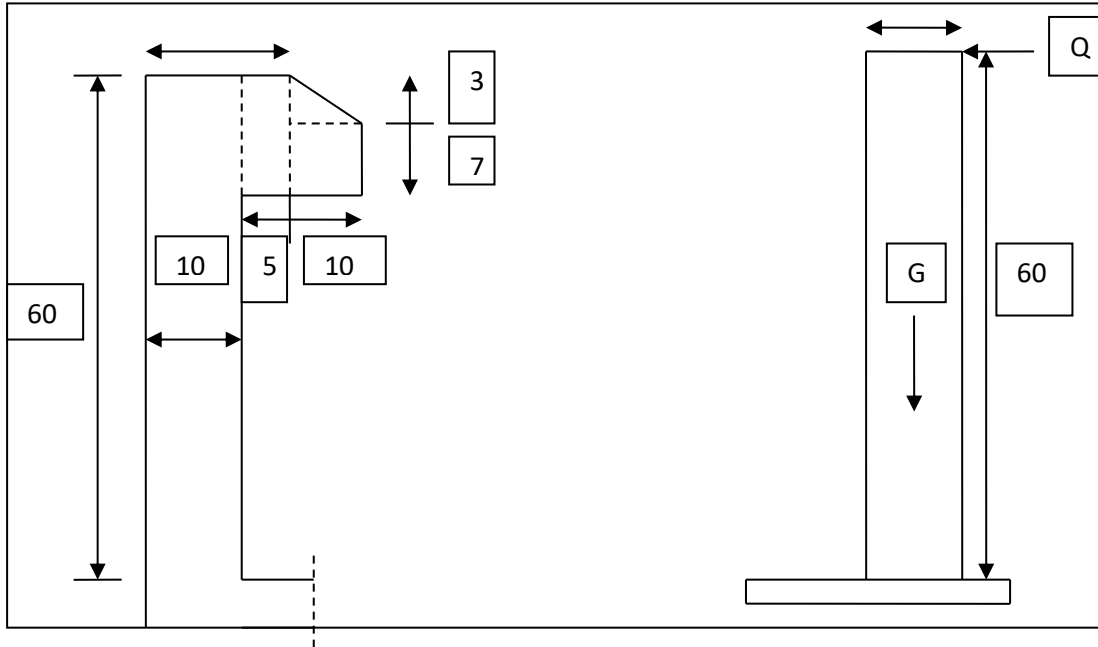


Figure III-1.: dimensionne de l’acrotère.

On fait les calculs pour 1m de longueur.

- **Charge permanente :**

$$G_{acr} = 25 * S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$G_{acr} = \left[(0.6 * 0.1) + (0.05 * 0.1) + \frac{0.03 * 0.1}{2} + (0.07 * 0.1) \right] * 25$$

$G =$	1.837	(KN/ml)
-------	-------	---------

C. Les murs :

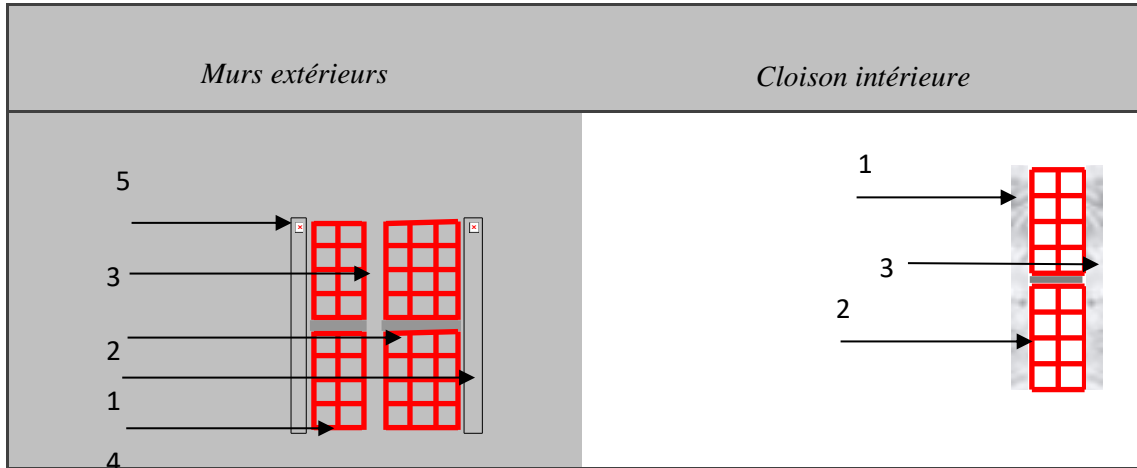


Figure III-2: Murs extérieurs Figure III-3: Cloison intérieure

C.1. Cloison extérieure de 30 cm (double paroi) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76	(KN/m ²)
------------	------	----------------------

Tableau III-9: Evaluation des charges –des cloisons extérieures

C.2. Cloison intérieure de 10cm

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30	(KN/m ²)
-----	------	----------------------

Tableau III-10 : Evaluation des charges –des cloisons intérieures

D .Les poutres :

D.1.Les poutres principales :

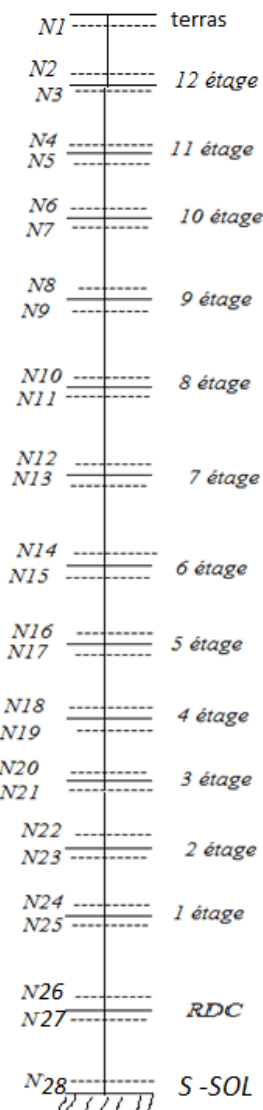
- Section d'une poutre :
.....0,45x0,3=0,135m²
- La masse volumique du béton :.....
.....2500Kg/m²
- La charge d'une poutre :
.....0,135x2500=337,5Kg/m²

D.2.Les poutres secondaires :

- La section d'une poutre0,30x0,35=0.105 m²
- La masse volumique du béton2500Kg/m²
- La charge d'un poutre0,105x2500=262,5Kg/m²

E .Les poteaux :

- la section d'un poteau de RDC type I0,5x0,3= 0,15m²
- G.....0,15x2500=375Kg /m



- la section d'un poteau de EC..... $0,3 * 0,45=0,135m^2$
 - $G.....0,135*2500=337,5ML$
- la section d'un poteau de RDC type 2 $0,35x0,35= 0,1225m^2$
- $G.....0,1225x2500=306.25Kg/ml$

III.3.Descente des charges :

Etapes de calcul : Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.
- La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA 2003.

poteau type 1 :

- **Surface afférent**

Le poteau de centre c'est le poteau le plus sollicité ,

- **Evaluation des charges :**

1-plancher terrasse

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.24 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN /m}^2 \end{array} \right.$$

2-plancher courante

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5,22 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

3-plancher RDC

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.22 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- $S_G=(1.65+1,75)*(1.65+2.35)=3,40*4.00=13.60m^2$
- $S_Q=(1.65+0.30+1.75)(2.35+0.3+1.65)=15,91 m^2$

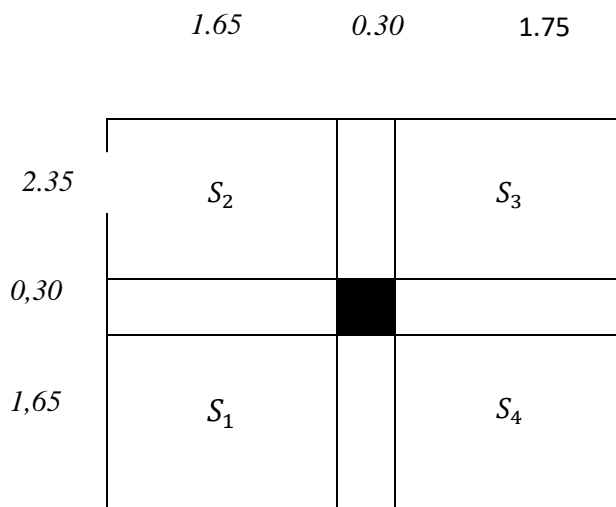


Figure III-4: poteau centrale

N ^o niveau	Descentes des charges	G (KN)
N ₁	Plancher terrasse : $13.60 * 6,24 = 97,43$ Poutre Principale : $3,375 * 4,30 = 14,51$ Poutre secondaire : $2,62 * 3,40 = 8,90$	97,43 14,51 8,90 <hr/> G = 120,84
N ₂	Venant de N ₁ : 120,84 Poteau : $3,337 * 3,06 = 10,21$	120,84 10,21 <hr/> G = 131.05
N ₃	Venant de N ₂ : 131.05 Plancher étage courante : $5,22 * 13.60 = 70.99$ Poutre prin + poutre secon : $14.51 + 8.90 = 23.41$	131.05 70.99 23.41 <hr/> G = 225.45
N ₄	Venant de N ₃ : 225.45 Poteau : 10,21	225.45 10,21 <hr/> G = 235,66
N ₅	Venant de N ₄ : 235.66 EC + PP + PS = 94.40	235,66 94.40 <hr/> G = 330.06
N ₆	Venant de N ₅ : 330.06 poteau : 10,21	330.06 10.21 <hr/> G = 340,27
N ₇	Venant de N ₆ : 340.27 EC + PP + PS = 94.40	340.27 94.40 <hr/> G = 434.67
N ₈	Venant de N ₇ : 434.67 poteau : 10,21	434.67 10.21 <hr/> G = 444.82
N ₉	Venant de N ₈ : 444.99 EC + PP + PS = 94.40	444.82 94.40 <hr/> G = 539.22
N ₁₀	Venant de N ₉ : 539.22 poteau : 10,21	539.22 10.21 <hr/> G = 549.44

N_{11}	Venant de N_{10} : 549.44 $EC + PP + PS = 94.40$	549.44 <u>94.40</u> G= 643.84
N_{12}	Venant de N_{11} : 643.84 poteau : 10,21	643.84 <u>10.21</u> G =654.05
N_{13}	Venant de N_{12} : 654.05 $EC + PP + PS = 94.40$	654.05 <u>94.40</u> G= 748.45
N_{14}	Venant de N_{13} : 748.45 poteau : 10,21	748.45 <u>10.21</u> G= 758,66
N_{15}	Venant de N_{14} : 758.66 $EC + PP + PS = 94.4$	758.66 <u>94.4</u> G = 853.06
N_{16}	Venant de N_{15} : 853.06 poteau : 10,21	853.06 <u>10.21</u> G=863.27
N_{17}	Venant de N_{16} : 863.27 $EC + PP + PS = 94.40$	863.27 <u>94.40</u> G = 957.67
N_{18}	Venant de N_{17} : 957.67 poteau : 10,21	957.67 <u>10.21</u> G = 967.88
N_{19}	Venant de N_{18} : 967.88 $EC + PP + PS = 94.40$	967.88 <u>94.40</u> G= 1062.28
N_{20}	Venant de N_{19} : 1062.28 poteau : 10,21	1062.28 <u>10.21</u> G = 1072.49
N_{21}	Venant de N_{20} : 1072.49 $EC + PP + PS = 94.40$	1072.49 <u>94.40</u> G = 1166.89

N_{22}	Venant de N_{21} : 1166.89 poteau : 10,21	1166.89 <hr/> 10.21 <hr/> G = 1177.10
N_{23}	Venant de N_{22} : 1177.10 EC + PP + PS = 94.40	1177.10 <hr/> 94.40 <hr/> G = 1271.50
N_{24}	Venant de N_{23} : 1271.50 poteau : 10,21	1271.50 <hr/> 10.21 <hr/> G = 1281.71
N_{25}	Venant de N_{24} : 1281.71 EC + PP + PS = 94.40	1281.71 <hr/> 94.40 <hr/> G = 1376.11
N_{26}	Venant de N_{25} : 1376.11 poteau : $3,337 * 4.59 = 10,21$	1376.11 <hr/> 15.31 <hr/> G = 1391.42
N_{27}	Venant de N_{26} : 1391.42 EC + PP + PS = 94.40	1391.42 <hr/> 94.40 <hr/> G = 1485.82
N_{28}	Venant de N_{27} : 1485.82 poteau : $3,337 * 2.98 = 9.94$	1485.82 <hr/> 9.94 <hr/> G = 1495.76

Tableau III-11 : Descente des charges de poteau intermédiaire

✚ La charge d'exploitation :

D'après DTR B.C.2.2 (Art 6.3 page 16-17)

Le tableau suivant donne la charge d'exploitationsupporté par le poteau le plus chargé :

Etage	Dégression	Q(KN)
terrasse	Q_0	15.91
12 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	39.77
11 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	61.25

10 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	80.34
9 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	97.05
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	111.37
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	123.30
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	132.84
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	147.07
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_9)$	158.95
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{10})$	171.03
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{11})$	182.86
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{12})$	194.89
Rdc	$Q_0 + 0,615(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_{12} + Q_{13})$	216.49

Tableau III-12 : Descente des surcharges de poteau intermédiaire type 1

Donc $\begin{cases} G = 1495,76 \text{ KN} \\ Q = 216.49 \text{ KN} \end{cases}$

$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 * 1495,76 + 1,5 * 216.49 = 2344.01 \text{ KN}$

➤ VERIFICATION DES POTEAUX PLUS CHARGES :

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante : CBA(B.8.4.1) page 156.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$N_u = 1,35G + 1,5Q$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

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

• Pour RDC

Soit $h = 50 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$ et $h_e = 4.14 \text{ m}$.

Longueur de flambement : $L_f = 0.7 \times 414 = 289.8 \text{ cm}$.

Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 \times 50^3}{12} = 364583,33 \text{ cm}^4$.

La section : $A = bh = 35 \times 50 = 1750 \text{ cm}^2$.

Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{364583,33}{1750}} = 14,43 \text{ cm}$.

L'élanement du poteau : $\Rightarrow \lambda = \frac{289,8}{14,43} = 20,08 < 50$ (c. v)

$$\lambda = 20,08 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{20,08}{35}\right)^2} = 0,797$$

• Pour étage courant

Soit $h=45\text{cm}$, $b=30\text{ cm}$ et $h_e= 261 \text{ m}$.

$L_f = 0,7 \times 261 = 182,7 \text{ cm}$.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 227812,5 \text{ cm}^4$$

$A = bh = 30 \times 45 = 1350 \text{ cm}^2$.

$$i = \sqrt{\frac{227812,5}{1350}} = 12,99 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{182,7}{12,99} = 14,06 < 50 \quad (c. v)$$

$$\lambda = 14,06 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,06}{35}\right)^2} = 0,823$$

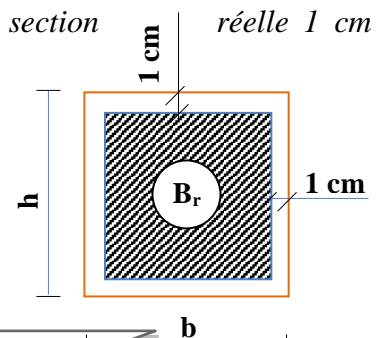
$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section d'épaisseur sur tout son périphérique tel que $B_r = (h-2)(b-2)$

$f_{c28} = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_e = 4000$

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité de l'acier



$\gamma_b = 1.50$: Coefficient de sécurité du béton.

$As/B = 0.8 \%$ (zone IIa) ; d'après RPA99/2003 (article 7.4.

2.1)

- ✓ Pour une section carrée $Br = (a-0.02)^2 d'$ où : $a = \sqrt{Br} + 0.02$ (en m). RPA99/version 2003 (art 7.4.2.1)
- ✓ Pour tenir compte de l'effet sismique On prend une majoration dynamique de $\beta=1,2$.

✚ Après le calcul de poteau intermédiaire est le plus chargé :

Niveau	Q(KN)	G(KN)	Nu(KN)	Br (mm ²)	a (mm)	a × 1,2(mm ²)	section adapté (cm ²)
12	15,91	131,05	192,8275	14552,40	140,63	130,25	45*30
11	39,77	235,66	357,911	21167,83	165,49	168,76	45*30
10	61,25	340,27	520,6145	7839,63	108,54	198,59	45*30
09	80,34	444,82	680,847	14552,40	140,63	130,25	45*30
08	97,05	549,44	838,794	21167,83	165,49	168,76	80*30
07	111,37	654,05	994,3375	27683,41	186,38	198,59	80*30
06	123,3	758,66	1147,491	31844,40	198,45	223,66	80*30
05	132,84	863,27	1298,2545	36700,98	211,58	238.14	80*30
04	147,07	967,88	1453,708	48612,90	240,48	253.89	80*50
03	158,95	1072,49	1606,8115	53723,51	251,78	288.58	80*50
02	171,03	1177,1	1760,115	65331,36	275,60	302.14	80*50
01	182,86	1281,71	1913,1685	71565,17	287,52	330.72	80*50
RDC	194,89	1391,42	2073,307	90907,28	321,51	345,02	80*50
S.SOL	216,49	1495,76	2235,766	14552,40	140,63	385,81	80*50

Tableau III-13: Section adoptée pour le poteau le plus chargé

poteau type 2 (juste en S/SOL et RDC):

- Surface afférent

Le poteau de centre c'est le poteau le plus sollicité ,

✚ Evaluation des charges :

1-plancher terrasse (RDC)

$$\begin{cases} G=6.44 \text{ KN/m}^2 \\ Q=1 \text{ KN /m}^2 \end{cases}$$

2-plancher SOUS SOL

$$\begin{cases} G=5.22 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$S_G = (1.85 + 1.225) * (1.75 + 1.65) = 3.075 * 3.4 = 10.45 \text{ m}^2$$

- $S_Q = (1.85 + 0.30 + 1.225) * (1.75 + 0.3 + 1.65) \text{ m}^2$
 $= 3.375 * 3.7 = 12.48 \text{ m}^2$

- poteau : $3.062 * 3.06 = 9.369 \text{ kn/m l}$

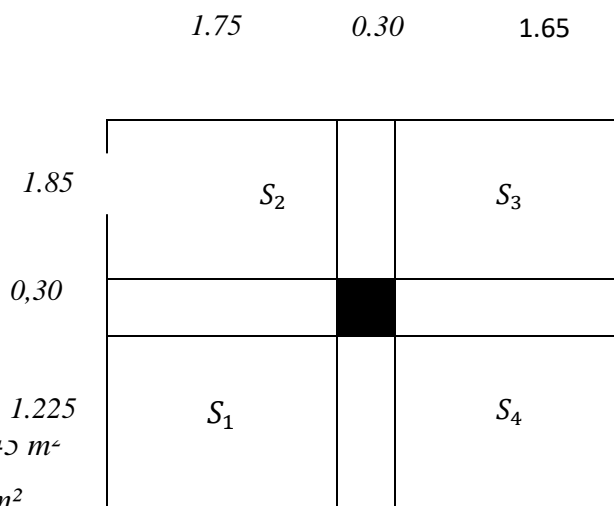
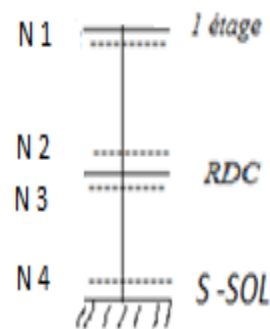


Figure III-5: poteau centrale



N°niveau	Descentes des charges	G (KN)
N ₁	Plancher terrasse : $10.45 * 6,44 = 67,29$	67,29
	Poutre Principale : $3,375 * 3.37 = 11.37$	11,37
	Poutre secondaire : $2,62 * 3.40 = 8,90$	8,90
		G = 87.56
N ₂	Venant de N ₁ : 87.56	87,56
	Poteau : $3,0625 * 3,06 = 9.369$	9,36
		G = 96.92

N₃	Venant de N ₂ : 96.92	96.92
	Plancher étage courante : 5.22*10.45= 54.54	54.54
	Poutre prin + poutre secon : 14.51+ 8.90= 20.27	20.27
		G= 171.73
N 4	Venant de N ₃ : 171.73	171.73
	Poteau : 3,0625* 4.49= 13.75	13.75
		G= 185.48

✚ **La charge d'exploitation :**

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

Etage	Dégression	Q(KN)
terrasse	Q ₀ = 12.48 * 1	12.48
12 ^{ème} étage	Q ₀ + Q ₁ = 12.48 + 12.48*2.5	43.68

Tableau III-14 : Descente des surcharges de poteau intermédiaire type 2

Donc $\left\{ \begin{array}{l} G = 185.48 \text{ KN} \\ Q = 43.68 \text{ KN} \end{array} \right.$

➤ **VERIFICATION DES POTEAUX PLUS CHARGES :**

Soit h=35 cm, b=35 cm et h_e= 4.04 m.

Longueur de flambement : L_f = 0.7 × 404 = 282.8 cm.

Moment d'inertie : $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052.08 \text{ cm}^4$.

La section : A = bh = 35 × 35 = 1225 cm².

Le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{125052.08}{1225}} = 10.10 \text{ cm}$.

L'élancement du poteau : $\Rightarrow \lambda = \frac{282.8}{10.10} = 28 < 50$ (c. v)

$\lambda = 28 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{28}{35}\right)^2} = 0.753$

Niveau	Q(KN)	G(KN)	Nu(KN)	Br (mm ²)	a (mm)	a ×1,2(mm ²)	RPA	section adapté (cm ²)
S-SOL	43.68	185.48	315,918	208,5	17,77	21,33	30*30	30*30

RDC	12.48	96.92	149.65	98,71	12,23	14,68	30*30	30*30
------------	-------	--------------	--------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau III-15 : Les dimensions des poteaux utilisés pour poteau type 2

✚ Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux utilisés :

NIVEAU	DIMENSIONS
Type 1 :S.SOL jusqu'à 4^{ème} étage	(80×50) cm²
Type 1 :5^{ème} étage jusqu'à 8^{ème} étage	(80×30) cm²
Type 1 : 9^{ème} étage jusqu'à 12^{ème} étage	(45*30) cm²
Poteau Type 2	(30*30) cm²

Tableau III-16 : Les dimensions des poteaux utilisés pour poteau

III.4.Conclusion :

On a trouvé que le dimensionnement des poteaux n'est pas apte à reprendre les charges verticales qu'aboutit à augmenter la section du béton de poteau

Elements Secondaires

- IV.1.Introduction.
- IV.2.Etude d'escalier.
- IV.3.Etude de balcon.
- IV.4.Etude d'ascenseur.
- IV.5.Etude de l'acrotère.
- IV.6.Etude des planchers
- IV.6.Conclusion.

IV.1.Introduction :

On va présenter dans ce chapitre l'étude des éléments non structuraux de notre structure à savoir : l'escalier, le balcon, l'acrotère, et l'ascenseur.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

IV.2.Etude d'escalier :

IV.2.1.Généralité :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire de l'escalier ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires.

Nous distinguons 1 types d'escalier dont les schémas statistiques se présentent comme suit :

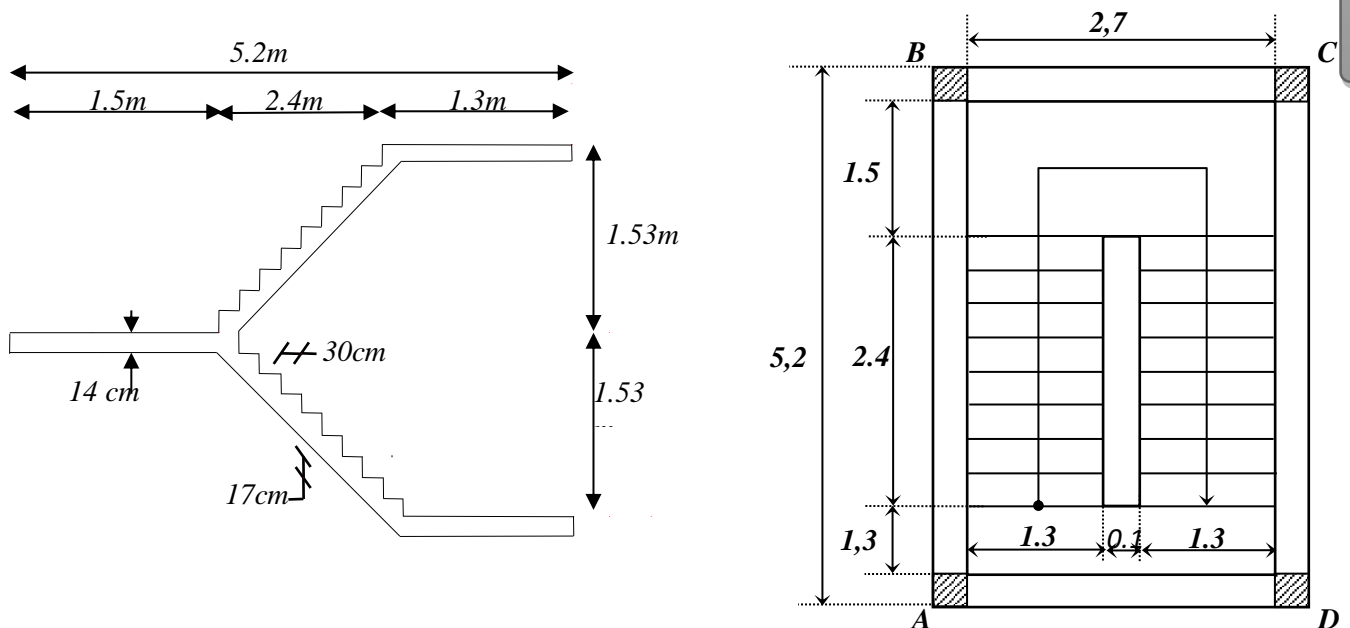


Figure IV-1 : Vue en plan et en élévation d'escalier

IV.2.2. méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

❖ **Dimensionnement :**

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier.

En pratique, nous avons :

- la hauteur h : $16 \leq h \leq 18$
- la largeur g : $25 \leq h \leq 32$

❖ **Caractéristique géométrique :**

- La hauteur d'étage est $H_T = 3.06$ m
- D'après la formule de **BLONDEL** on à : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} h : \text{la hauteur de la contre marche} \\ g : \text{la largeur de la marche.} \end{array} \right.$

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

$$H = \frac{H_{EC}}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

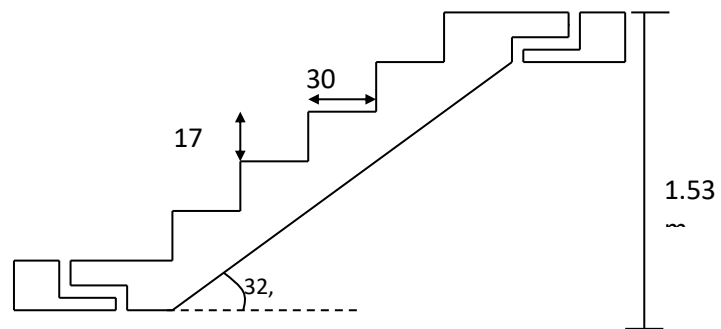
$$\left\{ \begin{array}{l} (n-1)g = l \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{array} \right.$$

n : Nombre des contres marches.

D'après (1) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - (0.64 + l + 2H)n + 2H = 0 \quad n = 9 \quad \Longrightarrow$$



$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ m} \\ g = \frac{1}{n-1} = \frac{2.4^2}{9-1} = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

- **Vérification de la condition de « BLONDEL »**

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- **Nombre de contre marche**

Pour : $h=17\text{cm}$: nombre de contre marche : $n=H/h=306/17 = 18$

On aura 18 contres marches entre chaque étage et 9 contre marche pour chaque volée .

- **Nombre de marche**

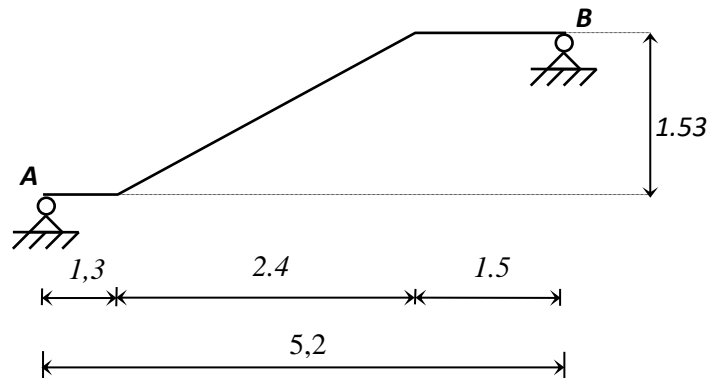
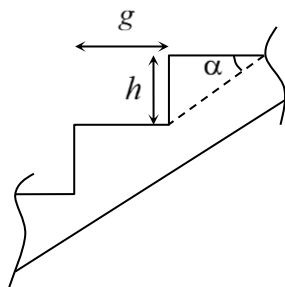
$$nm = nc - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marche par volée}$$

- **L'angle d'inclinaison**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{2L} = \frac{3,06}{2 * 2,4} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

- **Ligne de foulée**

$$L_1 = (n - 1)g = 8 * 30 = 240\text{cm}$$



- **L'épaisseur de la paliasse et de palier**

Pour facilitée l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$\text{on à : } l = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{1,53}{\sin 32,51} = 2,84m$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 9,4 \leq e \leq 14,2$$

Donc prend une épaisseur : $e = 14 \text{ cm}$

Tableau Récapitulatif des résultants :

	A	h (cm)	g (cm)	l (cm)	N	H (cm)	L' (cm)	e (cm)
Type01	32,51	17	30	240	8	306	240	14

Tableau IV-2-1: dimensions d'escaliers.

IV.2.3. Les charges appliquées :

a. Pour la paillasse (DTR B.C 2.2) :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour l (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la paillasse	25	$1 \times 0,14 / \cos 32,51^\circ$	4,15
Poids propre du contre marche (e = 17cm)	22	0,17/2	1,870
Carrelage (e = 2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,440
Mortier de pose (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,400
Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	$0,02 \times 1$	0,200
Poids du garde corps	-	-	0,100
La charge permanente	$G = \sum G_i$		7,16
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage d'habitation		2,5
Combinaison de charge	$q_{ultime} = 1,35G + 1,5Q$		15,80

	$q_{1service} = G+Q$	11,43

Tableau IV-2-2. Les charges appliquées pour la paillasse

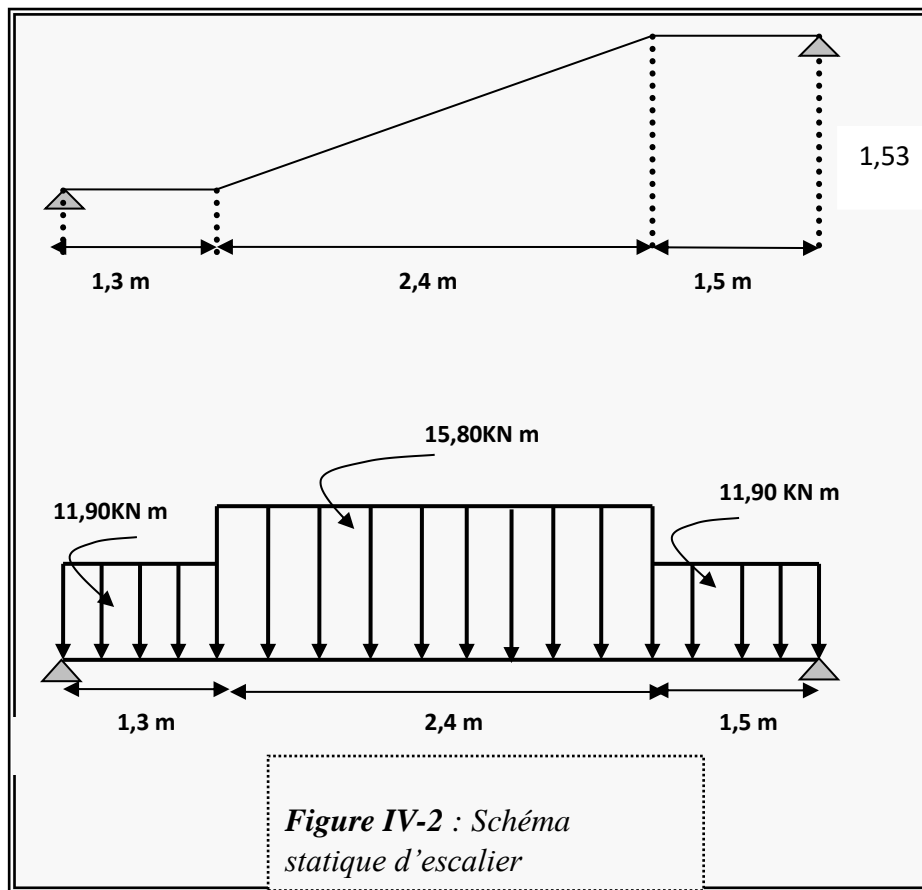
b. Pour le Palier :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier (e = 14cm)	25	1 × 0.14	3,15
Carrelage (e = 2cm)	22	0.02 × 1	0.440
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0.02 × 1	0.400
Enduit en plâtre (e = 2cm)	10	0.02 × 1	0.200
La charge permanente	$G = \sum G_i$		4,2
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2,5
Combinaison de charge	$q_2 = 1.35G + 1.5Q$		11,90
	$q_s = G+Q$		8,54

Tableau IV-2-3 : Les charges appliquées pour le palier

IV.2.4. Détermination des sollicitations :

Schéma statique d'escaliers :



- La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i}$
- Moment isostatique : $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- Moment en appuis : $M_{app} = 0,4M_0$
- Moments en travée : $M_t = 0,85M_0$
- L'effort tranchant : $T = P_{eq} \frac{L}{2}$

Tableau Récapitulatif :

	P_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN/ml)	M_{app} (KN/ml)	M_t (KN/ml)	T (KN)
--	---------------------	------------------	----------------------	------------------	----------

escalier	ELU	13,7	46,30	18,52	39,35	35,62
	ELS	9,87	33,37	13,35	28,36	25,66

Tableau IV-2-4 : Récapitulatif du ferrailage des escaliers .

IV.2.4. Calcul de ferrailage :

✓ Armatures longitudinales :

▪ E.L.U

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	1.00	M
	Hauteur de la section	$h =$	0.2	M
	Hauteur utile des aciers tendus	$d =$	0.18 et 0,16	M
	Hauteur utile des aciers comprimés	$C =$	0.02	M
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
Sollicitation :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration		Peu préjudiciable	
Contraintes de calcul				
Contrainte de compression du béton à l' E.L.U.	$(0.85 \times f_{c28}) / 1.5$	$f_{bu} =$	14.17	MPa
Contrainte de traction des aciers	$(f_e / 1.15)$	$f_{su} =$	347.8 3	MPa
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \times f_{c28})$	$f_{t28} =$	2.10 =	MPa
les paramètres caractéristiques de la section				
U	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$			
A	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u})$			
B	$1 - (0.4 \times \alpha)$			
Détermination de la section théorique des aciers tendus				
Section théorique d'acier	$M_u / (\beta \times d \times f_{su})$			
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$			
Espacement : $S_t \leq \min(3h; 33cm) = \min(3 \times 18;$	$S_t = 100/\text{nombre de barre adopté}$			

33) cm = 33cm	
Armature de répartition 0	$A_{rep} = A_{ado}/4$

Tableau IV-2-5 : ferrailage longitudinales d'escaliers.

Tableau Récapitulatif :

	M (KN.m)	μ	A	B	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)	A_r (cm ²)
Travée	39,35	0,085	0,111	0,95	6,61	2,17	6HA12=6,78	16<33. ..CV	1,69 on adopte: 4HA8 =1,81
Appuis	18,52	0,0402	0,051	0,97	3,01	2,17	3HA12=3,39	33≤33.. .CV	0,84 on adopt : 3HA8=1,50

Tableau IV-2-6 : Récapitulatif du ferrailage d'escaliers a L'E.L.U.

▪ E.L.S

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	A	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
En travée	0,111	39,35	28,36	1,38	25	0,443	CV
Sur appuis	0,051	18,52	13,35	1,38	25	0,443	CV

Tableau IV-2-7 : Récapitulatif du ferrailage d'escaliers a L'E.L.S.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

- La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{32,65}{1 \cdot 0,18} = 0,181 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (4,34 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,181 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,34 \text{ MPa} \quad (\text{Condition .Vérifiée})$$

✓ Vérification des contraintes

	Equation	
Moment service	M_{ser}	33,37 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(d - y) = 0$	5,119 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	20922,28 cm⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	159,28 MN/m³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	8,15 Mpa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	307,75Mpa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	8,15 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348$	307,75 > 348 non vérifiée

Tableau IV-2-8 :Vérification des contraintes

✓ Verification de la flèche

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,61}{100 \cdot 18} = 0,37 \quad ; \quad \rho = \frac{4,01}{100 \cdot 14} = 0,28 \text{ le pourcentage d'acier}$$

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0.0326	0.0625	Non vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.0326	0.0849	Non vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0.00367	0.0105	Vérifiée

Tableau IV-2-9 : Vérification de la flèche d'escaliers.

On à deux conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par « la méthode

Exposée » dans les références du béton armé ; selon les règles de **BAEL 91**. D'après le

BAEL.91 art B6.5.2page 91 la flèche totale:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (**BAEL 91(art B.6.5, 3)**)

f_{gi}, f_{gv} : les flèches due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : la flèche due à l'ensemble de la charge appliquée au moment de la mise en ouvre des cloison

f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément

j : poids de paillasse + poids des marches

g : poids de paillasse + poids des marches + poids de revêtements + enduit

p : Charge permanente + charge d'exploitation

	J	G	P
<i>escalier</i>	7,79	8,65	11,43

❖ **Calcul des moments correspondant**

<i>des moments correspondant</i>			Type1 (KN.m)
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j =$	4,76748
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g =$	5,2938
Moment correspondant à p	$0.85 (p \times L^2) / 8$	$M_p =$	6,99516

Tableau IV-2-10 : Les moments correspondant.

Calcul des contraintes

$$\rho = 0,37 ; \rho = 0,28 \beta_1 = 0,950 ; \beta_2 = 0,951$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_1 \times d} ; \sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} ; \sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

	σ_j (mpa)	σ_p (mpa)	σ_g (mpa)
escalier	42,16	61,98	46,40

Tableau IV-2-11 : Valeur des contraintes d'escaliers.

Calcul des coefficients			Type 1
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75f_{c28} / (4 \rho . \sigma_j + f_{c28})]$	$\mu_j =$	0,124
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75f_{c28} / (4 \rho . \sigma_g + f_{c28})]$	$\mu_g =$	0,105
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75f_{c28} / (4 \rho . \sigma_q + f_{c28})]$	$\mu_q =$	0.190

Tableau IV-2-12 : Valeur des coefficients $\mu_j ; \mu_g ; \mu_q$.

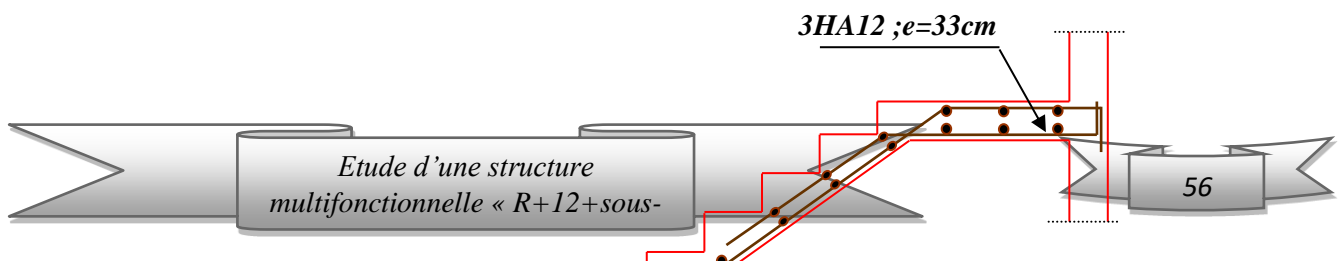
Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale Instantanée du béton	$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$	E_i	32164,20	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$	E_v	10818,86	MPa

Tableau IV-2-13: Module de déformation longitudinale du béton

Calcul de la flèche			Type 1 cm
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} =$	0.20
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} =$	0.15
La flèche correspondant à q	$M_p L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} =$	0.28
La flèche correspondant à v	$M_v L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} =$	0.30
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$\Delta f_t =$	0.23
La flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5cm + L/1000$	$\Delta f_{t adm} =$	1,02
$\Delta f_t < \Delta f_{t adm}$		Vérifier	

Tableau IV-2-14 : Vérification de la flèche d'escaliers.

✓ Schéma de ferrailage



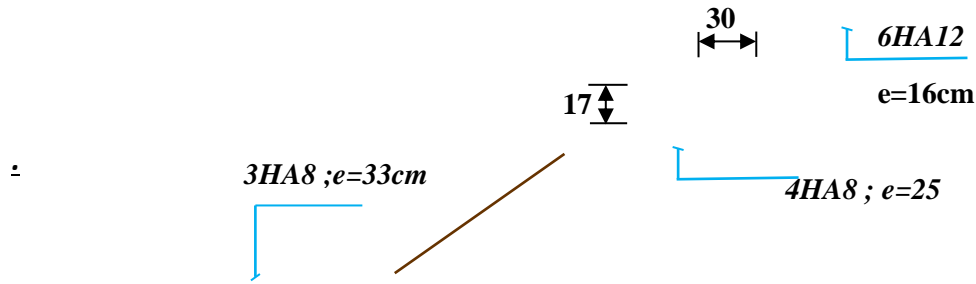


Figure IV-3 : Ferrailage de l'escalier.

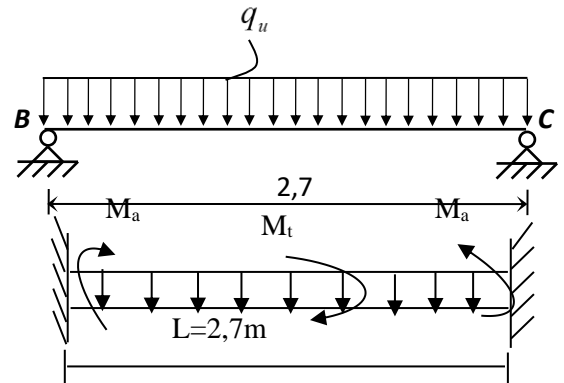
IV.2.5. Calcul de la poutre palière :

Les poutres palières sont encastrées aux extrémités. Elles reprennent les charges suivantes :

- Charges dues à leur poids propre.
- Charges due aux réactions du palier.
- Charge due au poids propre de la maçonnerie.

▪ **Dimensionnement :**

$L=2,7$ m pour les 2 types d'escalier :



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.18 \leq h \leq 0.27 \\ 0.09 \leq h \leq 0.12 \end{array} \right. \text{ On prend : } \left\{ \begin{array}{l} h = 0.30 \text{ m} \\ b = 0.30 \text{ m} \end{array} \right.$$

Selon RPA99 : Zone II : $\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ b/h \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ b/h = 1 < 4 \end{array} \right.$ vérifiée $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Donc la section des poutres palière est égale à $30 \times 30 \text{ cm}^2$.

▪ **Calcul à la flexion :**

• **Chargement :**

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	La charge (Kn/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3×0.3	2,25

Poids propre de mur	-	-	2,76*5,2=14,35
Réaction due au palier	-	-	18,5

Tableau IV-2-15: les charges appliquées sur la poutre palière

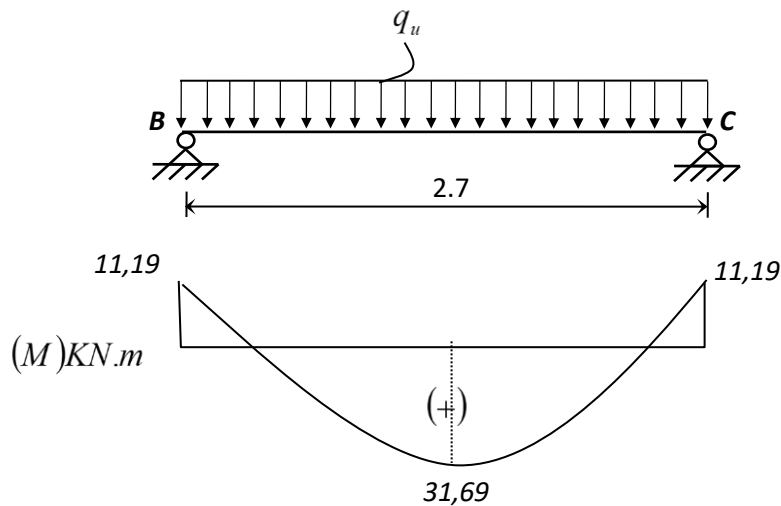
▪ Calcul à l'E.L.U :

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

$$q_u = 1.35G + R = 1.35 (2,25 + 14,35) + 18,50 \Rightarrow q_u = 40,91 \text{ KN/ml}$$

Les moments : $L = 2,7 \text{ m}$.

- le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 37,28 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 31,69 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 11,19 \text{ KN.m}$



▪ Ferrailage de la poutre :

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = M_u / b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d (1 - 0.4\alpha) \quad , \quad A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	A	Z(cm)	A _s min	A _{cal} (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	27	31,69	0.102	0.134	25,54	0,978	3.56	3HA14=4,62
Appui	30	27	11,19	0.036	0.045	26,51	0,978	1,21	3HA12=3,39

Tableau IV-2-16: Ferrailage de la poutre palière.

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(30/35; 30/10; 1.2) \text{cm} = 0,857 \text{cm}; \text{on adopte } A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales**

D'après BAEL91

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 27, 40\text{cm}) = 24,3\text{cm}$$

On adopte: $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

BAEL91 (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{40,91 \times 2,7}{2} = 55,22\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,81\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,81\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \text{CV}$, donc les armatures transversal ne sont pas nécessaires

- **Vérification de la flèche**

- le moment isostatique : $M_s = q_s \cdot L^2 / 8 = 32,65 \text{ KN.m}$
- le moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 27,67 \text{ KN.m}$
- le moment sur appui : $M_a = 0,30M_0 = 9,795 \text{ KN.M}$

Selon le BAEL91 (art B.6.5, 1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,111 \geq 0,062 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,092 \geq 0,084 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4 \times 2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,43}{30 \times 27} = 0,0042 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification à la torsion d'après BAEL91 article (A.5.4 ; 21)**

▪ **Calcul le moment de torsion à l'E.L.U**

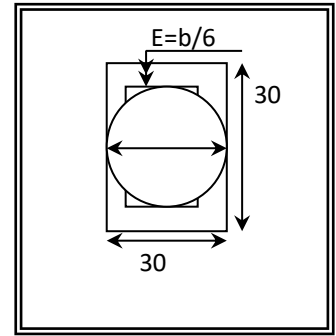
$$M_{tor} = M_{uq} \cdot L / 2 = 55,22 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

$$e_1 = b/6 = 30/6 = 5\text{cm}$$

$$\Omega = [(h-e) \cdot (b-e)] = 625\text{cm}^2$$

$$U = [(h-e) + (b-e)] \times 2 = (25+25) \cdot 2 = 100\text{cm}$$



- **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion (τ_t) :**

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot b} = \frac{55.22}{2 \times 0.0625 \times 0.3 \times 1000} = 1.472\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \dots \tau_t \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C V}$$

- **Résistance en torsion et flexion :**

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2 \quad (\text{Section pleine})$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1.472^2 + 2.9^2 = 9\text{Mpa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 10.77\text{Mpa} < \bar{\tau}_u^2 = 11.08\text{Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Calcul du ferrailage à la torsion :**

Ferrailage Longitudinale : d'après le BAEL91 on a la formule :

$$\frac{A_l}{U} = \frac{M_{tor}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_l = \frac{M_{tor} \cdot \gamma_s \cdot U}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{55.22 \times 1.15 \times 1}{2 \times 0.0625 \times 400 \times 10^3} = 1.98\text{cm}^2$$

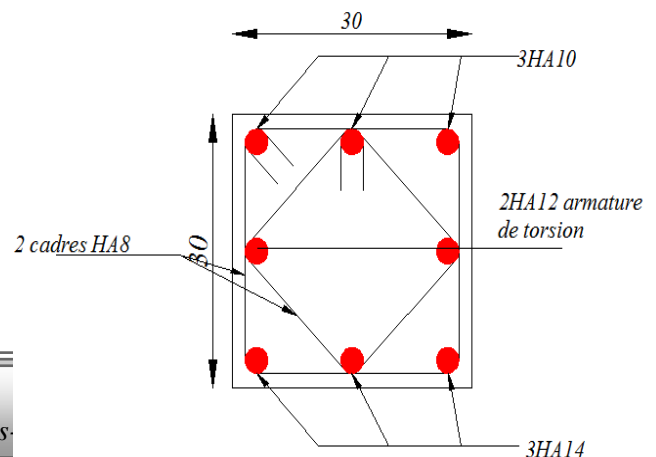
$$A_l = 1.98\text{cm}^2$$

On adopte : 2HA12 = 2,01 cm²

Ferrailage Transversale d'après le BAEL 91 :

$$\Phi_t \leq \text{Min}(h/35 ; \Phi_l ; b/10) = \text{min}(0.86 ; 1.2 ; 3)$$

On adopte A_t = 4HA8 = 2,01 cm²



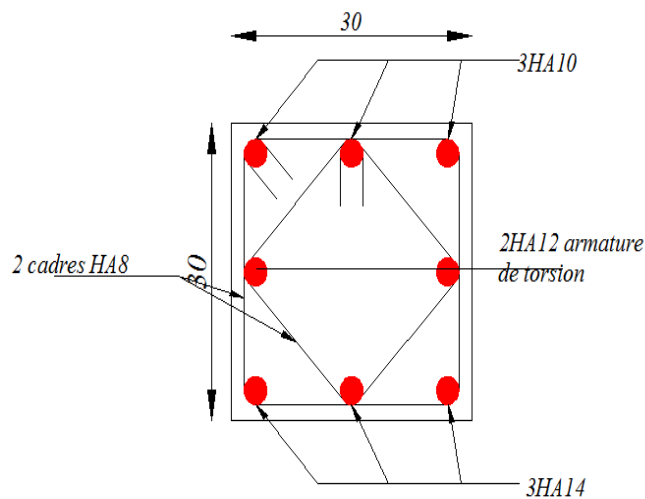


Figure IV-4 : ferrailage de poutre palière sur appuis

les balcons

IV.3. Etude de balcon:

IV.3.1. Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines considérées encastrées dans les poutres d'épaisseur de 15 cm, il est calculé comme un console et ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée a

L'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

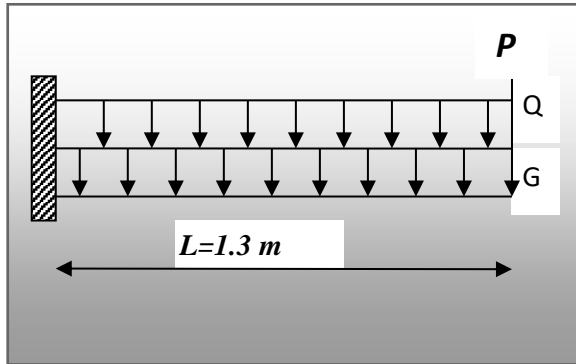


Figure IV-6 : Schéma statique de balcon

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable.

IV.3.2. Evaluation des charges :

- ✓ Balcon étage courant :
- Poids propre : $G=6.29 \text{ KN/m}^2$
- Force concentrée due aux poids de mur : $P =1.3 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitations : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

IV.3.3. Calcul des sollicitations:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_g = g \times \frac{l^2}{2} \\ M_q = q \times \frac{l^2}{2} \\ M_p = p \times l \end{array} \right. , \left\{ \begin{array}{l} T_g = g \times l \\ T_q = q \times l \\ T_p = p \end{array} \right.$$

- $g = G \times 1 \text{ ml} = 6.29 \text{ K N/ml}$.
- $q = Q \times 1 \text{ ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$.
- $P = 1.3 \text{ KN/ml}$

M_g	M_q	M_p	T_g	T_q	T_p
5.31	2.95	1.69	8.18	4.55	1.3

Tableau IV-3-1 : Calcul des sollicitations

IV.3.4.les combinaisons d'action :

✓ **E.L.U :**
 $M_u = 1.35 \times (M_g + M_p) + 1.5 \times M_q$
 $T_u = 1.35 \times (T_g + T_p) + 1.5 \times T_q$

✓ **E.L.S :**
 $M_{ser} = M_g + M_q + M_p$

Combinaison	Sollicitation	Etage courant
E.L.U.	$M_u (KN.m)$	13.87
	$T_u (KN)$	19.63
E.L.S.	$M_{ser} (KN.m)$	9.95

Tableau IV-3-2 : Les combinaisons d'action du balcon étage courant

IV.3.5. Calcul de ferrailage :

On va calculer le balcon le plus sollicité, celui terrasse et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

✓ **Armatures longitudinales :**

• **E.L.U :**

$M_{max} = 13.87 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13870}{14.2 \times 100 \times 12^2} \Rightarrow \mu = 0.067 \leq \mu_l = 0.392$$

 $\Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.086$; $B = 1 - 0.4\alpha = 0.965$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13870}{348 \times 0.965 \times 12} \Rightarrow$$

$A = 3.44 \text{ cm}^2$

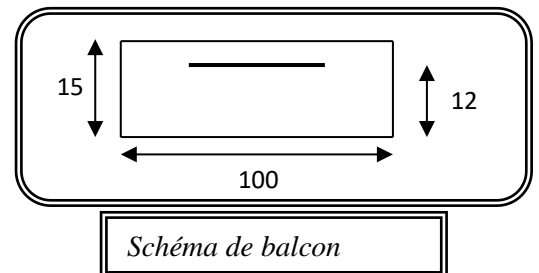


Tableau récapitulatif des résultants :

	$M_{max} (kN.m)$	B	μ	μ	A	B	$A_{calcul} (cm^2)$
Console	13870	100	0.067	0.392	0.086	0.965	3.44

Tableau IV-3-3: ferrailage longitudinales du balcon

- **Pourcentage minimale : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0.0025 \times b \times h \Rightarrow A'_{min} = 3.5 cm^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1.449 cm^2$$

Tableau récapitulatif des résultants :

	$A_{calcul} (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_{min}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Consol	2.11	1.449	3.5	3.5	4HA12=4.52

Tableau IV-3-4: Récapitulatif de ferrailage du balcon

• **E.L.S :**

$$M_{ser} = 6.195 kN.m$$

Les fissurations sont considérées peu préjudiciables :

- **La contrainte de traction d'armature :**

D'après BAEL91 (A.4.5, 3) :

$$\overline{\sigma_s} \leq f_e = 400 MPa$$

- **La contrainte de compression du béton :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678$$

$$E = 2D \times d = 2 \times 0.678 \times 12 = 16.272$$

$$y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.41 \text{ cm}$$

$$\alpha1 = \frac{y1}{d} = \frac{3.41}{12} = 0.28$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B1 = 1 - \frac{\alpha1}{3} = 0.9 \\ K1 = \frac{15 \times (1 - \alpha1)}{\alpha1} = 38.57 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{Ms}{A \times B1 \times d} = \frac{7299}{4.52 \times 0.9 \times 12} = 149.52 \text{ MPa} \\ \alpha b = \frac{\sigma_s}{K1} = 3.87 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- **Vérification :**

$$\sigma_b = 3.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_s = 149.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les contraintes sont vérifiées alors le calcul à l'E.L.U reste convenable à l'E.L.S.

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (A.5.1)**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{15496}{1000 \times 120} = 0.129 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$\tau_u = 0.129 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Soit } A_r = 5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2$$

✓ *Espacement Entre Les Armatures :*

- *Les armatures longitudinales :*

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- *Les armatures transversales :*

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

- *Vérification :*

$$S_t^1 = 25 \leq \min(3 \times h; 33) = \min(42; 33) \dots \dots \dots (c.v)$$

$$S_t^2 = 20 \leq \min(4 \times h; 45) = \min(56; 45) \dots \dots \dots (c.v)$$

- *Vérification de la flèche : BAEL 91art (B.6.5.2) p155 :*

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > 0.1 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.125 > 0.0625 \dots \dots \dots C.V.$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.003 < 0.011 \dots \dots \dots C.V.$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

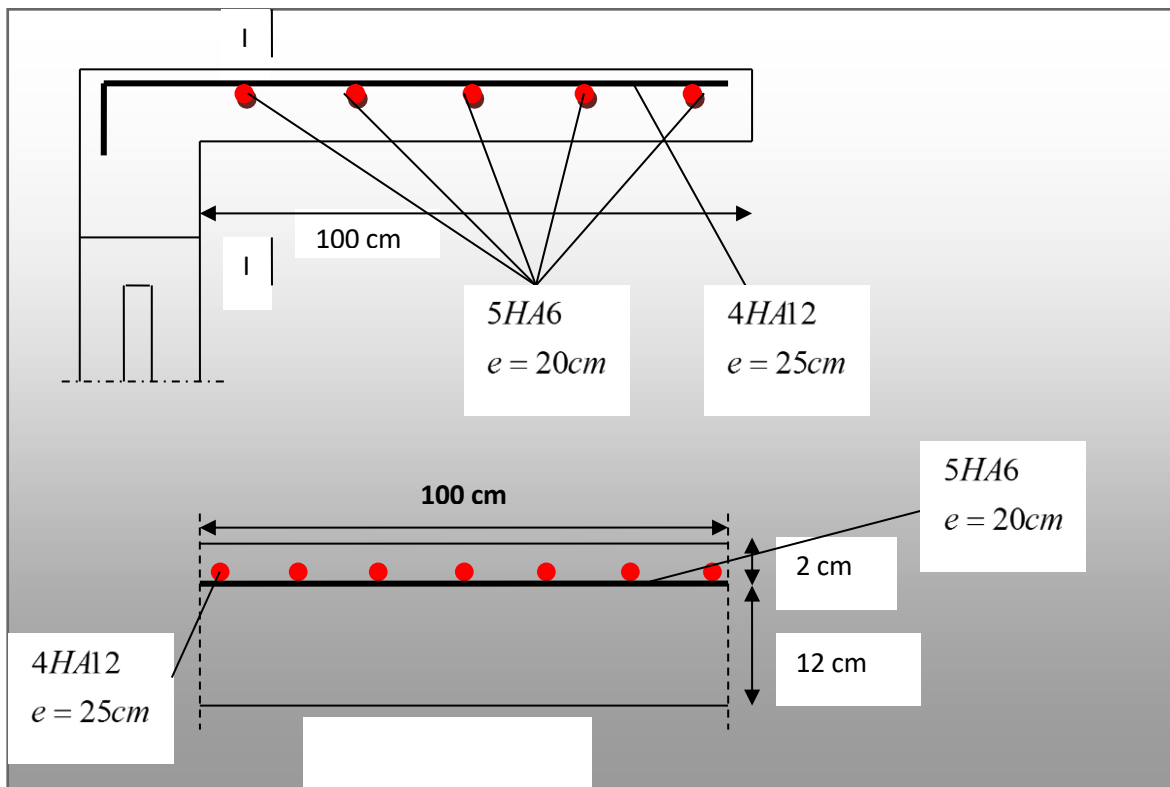


Figure IV-7: ferrailage de la console

ETUDE D'ASCENSEUR

IV.4. Etude d'ascenseur :

IV.4.1. Définition :

*L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale
Permettant le déplacement aux différents niveaux du bâtiment
, prévu pour les bâtiments de six étages et plus.*

IV.4.2. Les constituants :

- **Cabine :**

*Orange de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transport, elle
Doit être entièrement fermée par des parois, une planche et un toit
t les seules ouvertures autorisées sont :*

- *Les lui servant à l'accès des usages.*
- *Les frappes et porte de secours*
- *Les orifices de ventilation*

- **Etrier :**

*Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter
sans aucune déformation permanente les efforts qui s'appliquent en service
normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au classé de
L'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antivibrant en caoutchouc,
on évite aussi tout transmission de vibration, le mouvement est parfaitement silencieux.*

- **Moteur :**

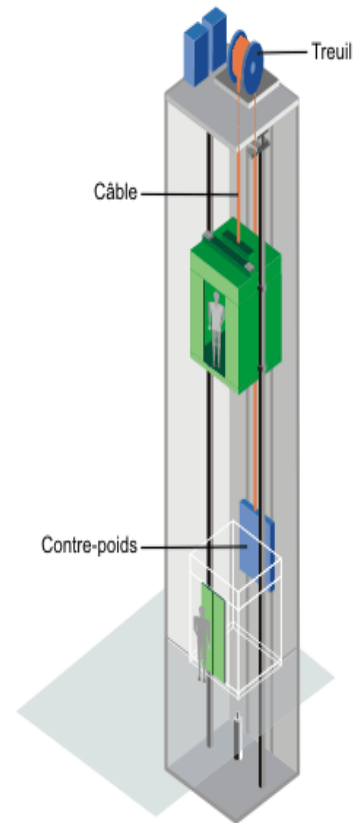
Ensemble d'orange assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

- **Contre poids :**

*Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a
réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionné de
façon à équilibrer le poids de la cabine plus 40-50% de la charge utile.*

IV.4.3. Caractéristiques de la dalle supportant l'ascenseur(dalle machine) :

*Les dalles sont des structures planes armées suivant une ou deux directions reposant
sur des murs ou des poutres, elle supporte un chargement plus important à celui des
dalle plancher bureau et commence on terrasse car en plus important à celui des*



dalles des planchers courant ou plancher bureau et commence on terrasse car en plus de son poids propre elle reprend le poids de l'ascenseur et ses annexes :

➤ **Détermination de la charge «q» :**

Selon l'entreprise Nationale des Ascenseurs, la charge : $q = \sum_1^{10} (\frac{P_i}{S})$

Tels que :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_1 = 8400 \text{ Kg} \\ P_2 = 3200 \text{ Kg} \\ P_3 = 2000 \text{ Kg} \\ P_4 = 600 \text{ Kg} \\ P_5 = 800 \text{ Kg} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P_6 = 1250 \text{ Kg} \\ P_7 = 750 \text{ Kg} \\ P_8 = 1100 \text{ Kg} \\ P_9 = 1000 \text{ Kg} \\ P_{10} = 3100 \text{ Kg} \end{array} \right.$$

Danc : $q = [(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}) / S]$

$$q = 22200 / 4 = 5550 \text{ kg/m}^2$$

➤ **Pré dimensionnement de la dalle machine :**

Selon «R.P.A.2003/version 99» on fait le dimensionnement de la dalle machine par

les conditions suivantes :

- **Condition de résistance a laflexion**

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{200}{50} \leq e \leq \frac{200}{40} \quad ; \quad 4 \leq e \leq 5$$

D'après L.E.N.A (Entreprise National des Ascenseurs $e \geq 25 \text{ cm}$).

- **Condition de flèche :**

$$f_{max} = \frac{5 \cdot q \cdot Lx^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq f'_{max} \frac{Lx}{500}$$

Avec :

Lx : portée du plancher= 2 m

E : module d'élasticité différée du béton

I : moment d'inertie de la section : $I = \frac{b.e^3}{12}$

D'où : $e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \cdot q \cdot Lx^3}{384 \cdot E \cdot b}}$, $\implies e \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 10^4 \times 5550 \times 10^{-2} \times 200^3}{384 \times 321641.95 \times 100}} = 10.25 \text{ cm.}$

On adopte : $e = 25 \text{ cm}$

• **Evaluation des charges :**

- Dalle plein ($e = 25 \text{ cm}$) $0.25 \times 2500 = 625 \text{ kg /m}^2$
- Enduite de ciment ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg /m}^2$
- Isolation phonique ($e = 4 \text{ cm}$) $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg /m}^2$
- Dallage : chape ($e = 2 \text{ cm}$) $0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg /m}^2$
- Mortier spéciale (médo chape) $0.03 \times 2200 = 66 \text{ kg /m}^2$

$\Sigma \dots = 79 \text{ kg /m}^2$

Remarque : Ce médo chape est un mortier spéciale recommandé par les documents par observer les imputes des machine.

Donc : La charge permanente : $G = 791 + 5550 = 6341 \text{ kg /m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg /m}^2$

• **Combinaison d'action :**

➤ **E.L.U.**

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$= (1.35 \times 6341) + (1.5 \times 100)$

$= 8710.35 \text{ kg /m}^2$

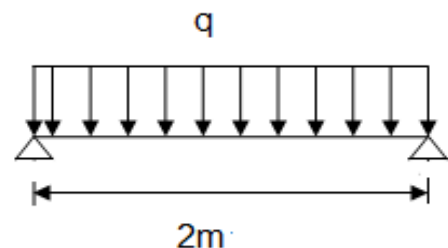
➤ **E.L.S.**

$q_s = G + Q = 6341 + 100 = 6441 \text{ kg /m}^2$

• **Calcul Des Moment :**

On a : $\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{2}{2} = 1 \implies 0.4 \leq \alpha \leq 1$

Donc : La dalle porte dans les deux sens.



Méthode des règles **B.A.E.L.91** (AnnexeE3) :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases}$$

E.L.U.(v=0)				E.L.S.(v=0.2)			
μ_x	μ_y	M_x (kg.m)	M_x (kg.m)	μ_x	μ_y	M_x (kg.m)	M_x (kg.m)
0.036	1.00	1282.16	1282.16	0.044	1.00	1136.19	1136.19

Tableau IV-4-1: Les moments de la dalle machine.

• Calcul du ferrailage :

Sens L_x et L_y ($M_x = M_y$) :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

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

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

$$A = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

On a :

$$\begin{cases} b = 100\text{cm} \\ d = 23\text{cm} \end{cases} \quad \text{et}$$

✚ En travée :

M_u^t (kg.m)	μ	A	Z(m)	A_{cal}^t (cm ²)	A_{adp}^t (cm ²)	S_t (cm)
$0.85M_u$ =1089.83	0.014	0.018	0.228	1.37	4HA8=2.01	25

Tableau IV-4-2: Ferrailage de la dalle machine en travée.

✚ Sur appuis :

M_u^t (kg.m)	μ	A	Z(m)	A_{cal}^t (cm ²)	A_{adp}^t (cm ²)	S_t (cm)
$0.5M_u = 641.08$	0.008	0.01	0.229	0.8	4HA8=2.01	25

Tableau IV-4-3: Ferrailage de la dalle machine sur appuis

➤ Condition de non fragilité :

Selon **B.A.E.L91** (article B.7.4) on a :

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) \quad ; \quad \rho_x = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{2.01}{100 \times 23} = 0.0009$$

0.0008 s'il s'agit de barres ou fils à haut adhérence de classe FeE400.

$$\frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{2}{2} \right) = 0.0008$$

Donc : 0.0009 ≥ 0.0008 C.V.

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

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

La contrainte de cisaillement conventionnelle par mètre de dalle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u = \frac{q_u}{b.d} = \frac{8710.35}{23 \times 100} = 3.79 \text{ kg/cm}^2 = 0.378 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ C.V ; donc les armatures transversal ne pas nécessaires .}$$

➤ **Vérification a L'E.L.S.**

▪ **Vérification de la contrainte admissible :**

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

$$b y^2 + 30 A_s \cdot y - 30 A_s \cdot d = 0 \implies 100 y^2 + 30(2.01) \cdot y - (30 \times 2.01 \times 23) = 0$$

y sera obtenu par résolution de l'équation :

$$100 y^2 + 60.3y - 1386.9 = 0 \implies y = 3.43$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1282.16}{1136.19} = 1.13$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{3.43}{23} = 0.15$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315$$

$$\alpha = 0.15 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.315 \text{ C.V.}$$

▪ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq 0.062$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{25}{200} = 0.125 \geq \frac{1282.16}{10 \times 1089.836} = 0.118$
- $\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.01}{100 \times 23} = 0.00087 \leq 0.0105$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

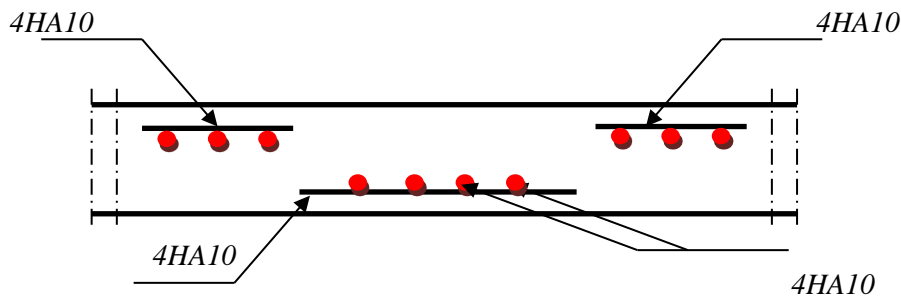


Figure IV-8: Schéma de ferrailage de la dalle machine

Etude de l'acrotère :

IV.5. Etude de l'acrotère :

IV.5.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute.

Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera composé au niveau de la section d'encastrement pour une base de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable donc ce cas le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS.

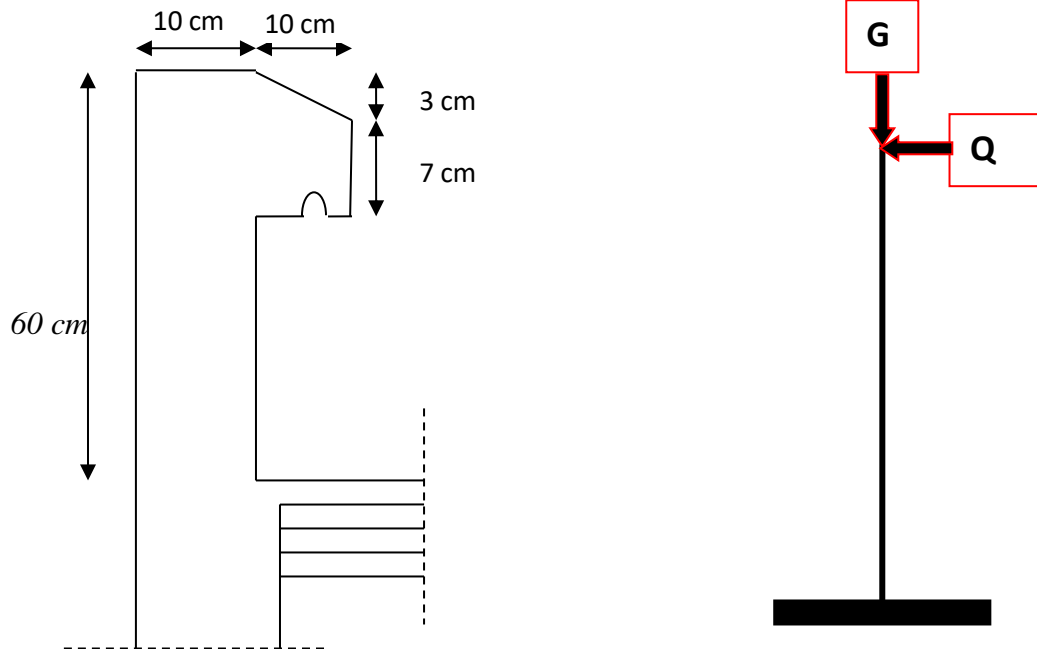


Figure IV-9: Schéma de l'acrotère

IV.5.2.Evaluation Des Charges:

✓ La surface de l'acrotère:

$$S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1)$$

$$\Rightarrow S_T = 0.0735 \text{ m}^2$$

✓ La charge :

$$G = S_T \times 25 = 1.837 \text{ KN / ml}$$

✓ La surcharge :

D'après D.T.R Article BC 2.2 , $Q = 100 \text{ N / ml}$ (planchers terrasse inaccessible).

✓ La charge horizontale :

D'après R.P.A.99/V2003 Article 6.2.3 .page58

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 1, zone (IIa) donc :

$A = 0.15$ selon le tableau 4.1.page.38

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1, page.58 donc :

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.837 = 0.882 \text{ KN/ml}$

$F = \max(Q, F_p) = 0.882 \text{ KN/ml}$

IV.5.3. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} G = 1.837 \text{ KN/ml} \\ Q = 0.882 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U :

$$\begin{cases} M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q \text{ avec } M_G = 0 \\ N_u = 1.5 M_Q \\ M_u = 1.5 \times Q \times l = 1.5 \times 0.882 \times 0.6 = 0.792 \text{ kN/ml} \\ N_u = 1.5 \times G = 1.5 \times 1.837 = 2.755 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.S:

$$\begin{cases} M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0 \\ N_s = M_Q \\ M_s = Q \times l = 0.882 \times 0.6 = 0.532 \text{ KN/ml} \\ N_s = 1.837 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

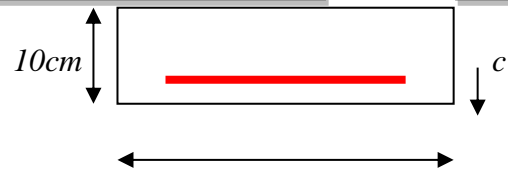
	ELU	ELS
N(KN/ml)	2.755	1.837
M(KN/ml)	0.792	0.532

Tableau IV-5-1: Sollicitations de l'acrotère

IV.5.4. Calcul de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur, $h = 10 \text{ cm}$.

d



100cm

L'enrobage :

On a $c \geq 2cm$ on prend $c = 3cm$ à partir de l'axe d'armature

$$d = h - c$$

$$d = 10 - 3 = 7cm$$

➤ **Armature longitudinale :**

✚ **Calcul à E.L.U :**

Détermination de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.792}{2.755} = 0.28m \Rightarrow e_0 = 0.28m$$

$$e_1 = \frac{h}{2} = \frac{10}{2} = 5cm = 0.05m \Rightarrow e_0 > e_1$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple.

♦ **Calcul du Moment (M_a) :**

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.792 + 2.755 \times (0.07 - 0.05) = 0.847 KN.m$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 Mpa$$

♦ **Calcul de (μ) :**

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{0.847 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.012$$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392$, les armatures comprimé n'est pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.012)}) = 0.0152$$

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\mu = 0.993$$

Alors :

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{847}{348 * 0.989 * 7} = 0.35 \text{ cm}^2$$

$$A = A_s - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.35 - \frac{2755}{100 * 348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification à L'E.L.U:

- **Condition non fragilité :**

D'après B.A.E.L.91.Article.4.2.1.page .22.

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

- **Calcul pourcentage minimale d'armature :**

$$A_l = 0.0025 \times b \times h = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A = \max (A^{cal} , A^{min} , A^l). \\ A = \max (0.35, 0.85, 2.5). \end{cases}$$

On adopte: $A_L = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

✚ Escarpement entre les armatures:

$$S_t \leq \text{Min} (3h, 33) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} (30, 33) \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$

✚ Armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = 0.64 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_r = 4 \text{ HA } 5 = 0.79 \text{ cm}^2$

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

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = 1.5 \cdot Q = 150 \text{ N.} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 7 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{150}{1000 \times 70} = 0.002 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75 \text{ MPa} \text{ (condition vérifier).}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Calcul à E.L.S :

Les fissurations sont considérées préjudiciables parce que l'acrotère est exposé aux intempéries.

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

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte de la traction des aciers :**

$$\text{La fissuration est préjudiciable : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right)$$

η : Coefficient de fissuration (égal 1.6 pour H.A)

$$\sigma_s \leq \min(266.67; 240) \Rightarrow \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Détermination du centre de pression :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.532}{1.837} = 0.29 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.29 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = e - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm}$$

Soit : compte tenu des conventions de signes : $c = -24 \text{ cm}$

Donc les contraintes σ_s et σ_b peuvent être déterminées par l'application des formules (77) de (P.CHARON – exercices)

$$c = -24 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$A' = 0$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2$$

- Calcul de y_1 et y_2 :

Pour calculer y_1 et y_2 , on résolve l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$*P = -3c^2 - \frac{90 \times A'}{b}(c - c') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$P = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 2,51}{100} \times (7 - (-24))$$

$$P = -1657,971 \text{ cm}^2$$

$$*q = -2c^3 - \frac{90 \times A'}{b}(c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)^2 \quad q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 2,51}{100} \times (7 + (-24))^2$$

$$q = 26995,149 \text{ cm}^3$$

$$*y_2^3 - 1657,971y_2 + 26995,149 = 0$$

Les racines de cette équation qui sont :

$$y_{2,1} = -30,025$$

$$y_{2,2} = 1,059$$

$$y_{2,3} = 26,255$$

On adopte la racine qui on retiendra pour y_2 une valeur positive telle que :

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \quad \text{Avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{2,3} = 26,255$$

Alors, $y_1 = y_2 - c \Rightarrow y_1 = 2,25 \text{ cm}$

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c) - A(d - y_1)] = \frac{100 \times 2,25^2}{2} + 15(.51(7 - 2,25))$$

$$S = 74,28$$

$$K = \frac{Nser}{100 \times S} = \frac{1837}{100 \times 74,28} = 0,24$$

Alors:

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_b = 0.25 * 2.25 = 0.54 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 15 * 0.24(7 - 2.25) = 17.1 \text{MPa} \leq 240 \text{MPa} \dots\dots \text{CV}$$

Donc comme les deux conditions sont vérifiées donc les aciers a L'E.L.S restant convenable pour a L'E.L.U.

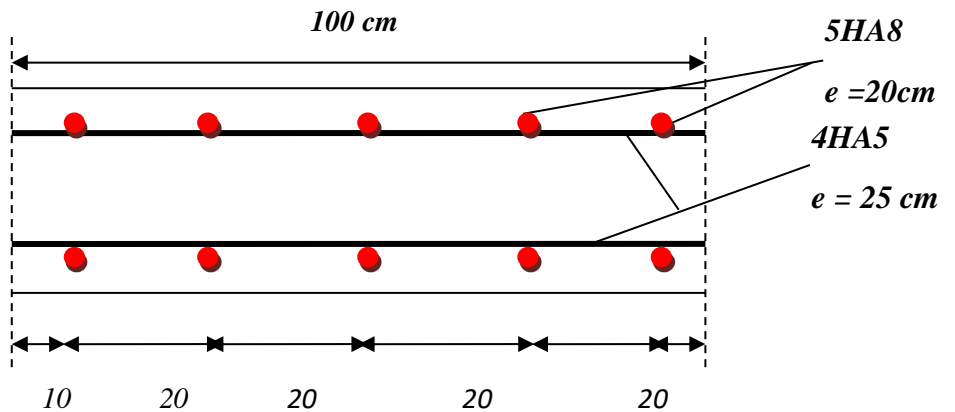
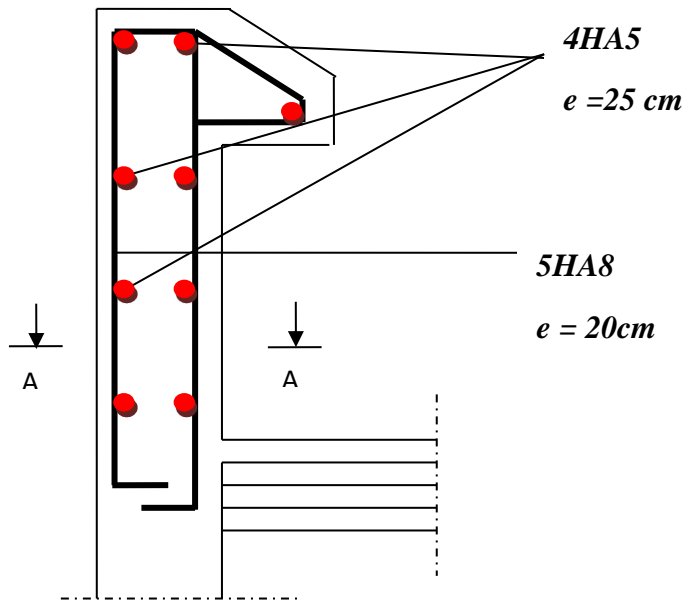


Figure IV-10: Schéma du ferrailage de l'acrotère

Etude des planchers

IV.6. Etude des planchers :

IV.6.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

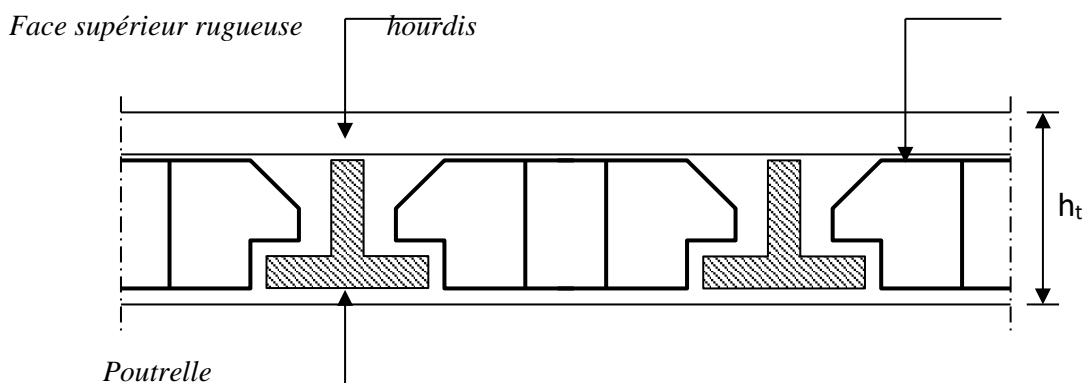
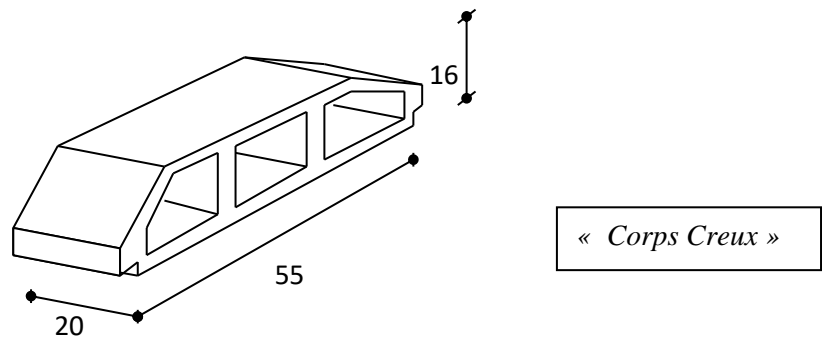


Figure IV- 11 : Plancher a corps creux



IV.6.2. Etude de plancher corps creux :

✚ Etude des poutrelles :

▪ **Dimensionnement:** Comme on a vu dans le chapitre 2, les dimensions de poutrelle sont : $(16+4) : h_0=4 ; h= 20 ; b_0=10 ; b=65 \text{ cm}$.

▪ **Type des poutrelles :**

On a 2 types de poutrelles :

Type 1 : poutrelle à 2 travées

Type e : poutrelle à 7 travées

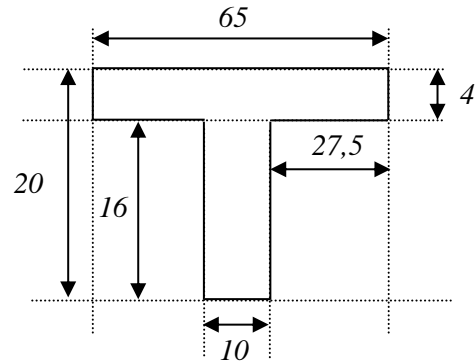


Figure IV-12 : Schéma de poutrelle

• **Type 1 :**



• **Type 2 :**

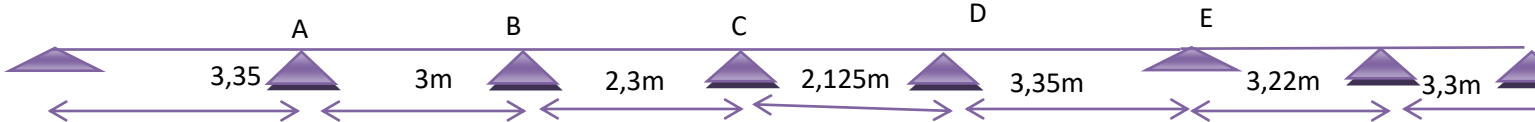


Figure IV-13: Schéma statiques des types des poutrelles

▪ **Méthode de calcul :**

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

On choisie la méthode de calcul de plancher par condition de :

- Si les Planchers à charge d'exploitation élevée \implies on utilise la méthode de Caquot
- Si les planchers à charge modéré (faible) on utilise la méthode forfaitaire si les conditions sont applicables si non on utilise la méthode de Caquot.

✓ **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le **BAEL 91**, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

- Surcharge d'exploitation Q (KN/m²) inférieur à max (2G ; 5(KN/m²))
- Les moments d'inertie sont les même dans la différente travée $I=cte$
- Les portées successives des travée sont dans un rapport compris entre $0.8 \leq \frac{L_{i+1}}{L_i} \leq 1.25$
- La fissuration considérée est non préjudiciable

✓ **Tableau Récapitulatif :**

- **Type 1 et 2 :**

	Q (KN/m ²)	2G (KN/m ²)	I constante	fissuration	Observation
P. Terrasse	1	12,48	constante	non préjudiciable	C.V

P. Étage Courant	1,5	10,44	constante	non préjudiciable	C.V
P.RDC	2,5	11,90	constante	non préjudiciable	C.V

Tableau IV-6-1: Récapitulatif de types 1 et 2 des poutrelles

3^{ème} Condition: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

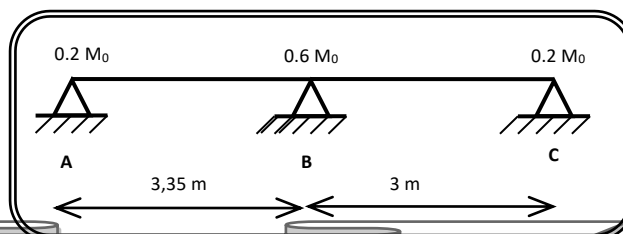
$0.8 \leq \frac{3.35}{3} = 1.11 \leq 1.25$...CV ; donc on applique la méthode forfaitaire pour type 1 de poutrelle.

Type 2 :

- $0.8 \leq \frac{3.35}{3} = 1.11 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3}{2.3} = 1.30 \leq 1.25$ CNV
- $0.8 \leq \frac{2.3}{2.12} = 1.08 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{2.12}{3.35} = 0.63 \leq 1.25$ CNV
- $0.8 \leq \frac{3.35}{3.22} = 1.04 \leq 1.25$ CV
- $0.8 \leq \frac{3.22}{3.3} = 0.97 \leq 1.25$ CV

⇒ La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse)

Application de la méthode forfaitaire pour type 1 :

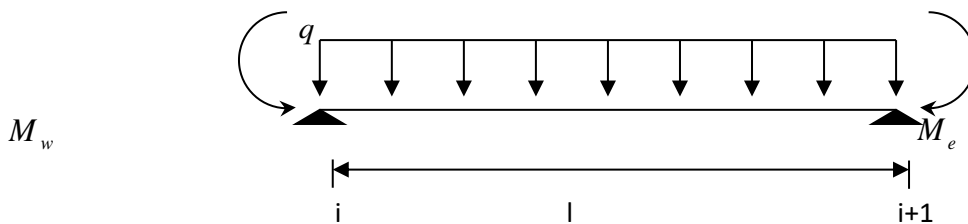


Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée



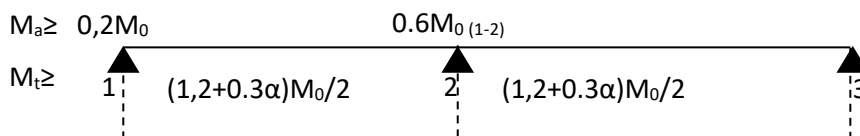
D'après les règles de **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions **BAEL91** les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

$$1 \bullet M_t \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0; 1.05 M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2 \bullet \begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots \dots \dots \text{ Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots \dots \dots \text{ Dans une travée de rive} \end{cases}$$

➤ Les valeurs minimales des moments :

cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01}; M_{02})$



- **Combinaison de charge** : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$E.L.U : Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$E.L.S : Q_s = (G+Q) \times 0.65$$

✓ **Tableau Récapitulatif :**

	<i>g</i>	<i>q</i>	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
P. Terrasse (N/ml)	6,24	1	7,65	5,45
P. Étage courant(N/ml)	5,22	1,5	6,04	4,37
P.RDC	5,95	2,5	6,45	4,34

Tableau IV-6-2: Récapitulatif de la Combinaison de charge

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Calcul α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \times \frac{1}{6,24+1}$$

α	<i>P. Terrasse</i>
α	0,138

➤ **Les moments isostatiques :**

$$\bullet M_o^u = \frac{Q_u \times l^2}{8} \quad \bullet M_o^s = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

		M_o^u (KN.m)	M_o^s (KN/m)
<i>p. terrasse</i>	<i>Travée 1</i>	9,05	6,08
	<i>Travée 2</i>	7,25	4,88

Tableau IV-6-3: Les moments isostatiques- p. terrasse-

• **Les moments sur appuis :**

$$Ma_1 = 0.2M_{0(1)} ; Ma_2 = 0,6M_{0(2)} ; Ma_3 = 0.2 M_{0(2)}$$

	<i>APPUIS</i>	<i>Ma ultime</i>	<i>Ma servise</i>
P.TERRASSE	A1	1,81	1,216
	A2	4,35	2,92
	A3	1,45	0,976

Tableau IV-6-4: Les moments sur appuis - p. terrasse -

• Les moments en travée :

• $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0]$

$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$$

Exemple :

Travée (1): travée de rive

$$\begin{cases} M_{t1} = \max \{ 1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_{01} - M_w + M_e / 2 \\ M_{t1} = \max \{ 1,05M_{01}; 1,041M_{01} - 0,8/2 = 9 \\ M_{t2} = (1,2+0,3\alpha) M_{01}/2 = 1,241 * 9,10 / 2 = 6,64KN.m \end{cases}$$

Donc $M_{t1} = 9,10 \text{ KN.m}$

	Les travées	M en travée E.L.U (KN/m)	M en travée E.L.S (KN/m)
P.TERRAS	Travée 1	9,10	5,98
	Travée 2	7,21	4,72

Tableau IV-6-5: Les moments en travée - p. terrasse-

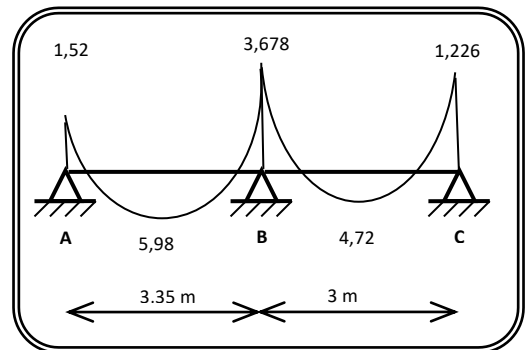
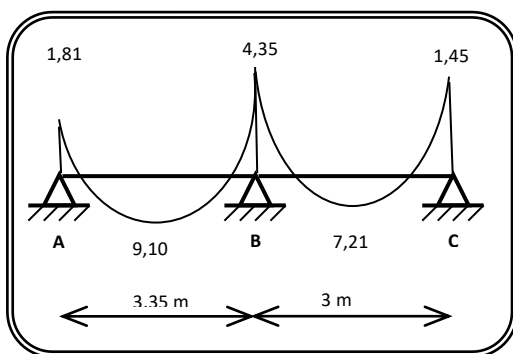


Figure IV-14 : Diagramme de moment à ELU

Figure IV-15: Diagramme de moment à ELS

✚ Détermination de l'effort tranchant:

$$T = \pm T_0 + \frac{M_g - M_d}{l}$$

$$T_0 = P_u \frac{l}{2}$$

M_g : moment à gauche du travée et M_d : moment à droite du travée

	Travée	L (m)	Q_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (kN.m)	T_g (kN)	T_d (KN)
TRRASSE	1	3,35	7,65	9,05	1,81	4,35	9,10	12,05	-13,56
	2	3	7,65	7,25	4,35	1,45	7,21	12,43	-10,50

Tableau IV-6-6: L'effort tranchant- p. terrasse-

✓ Diagramme des efforts tranchants :

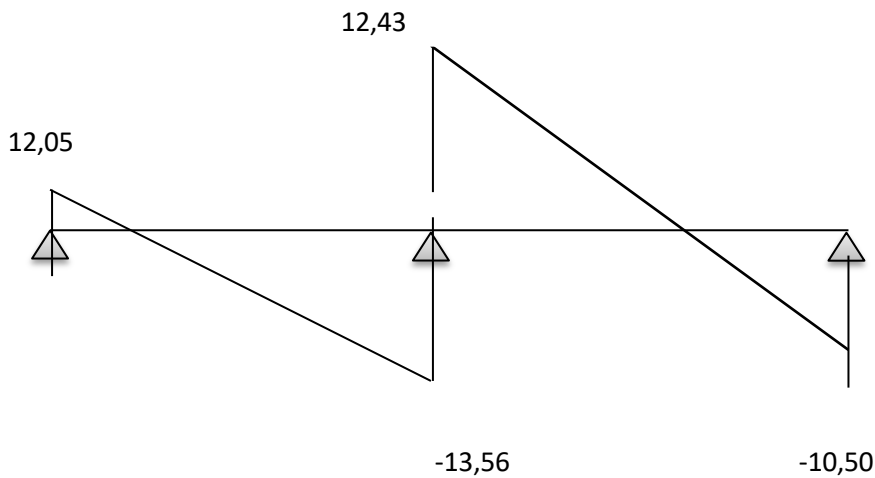
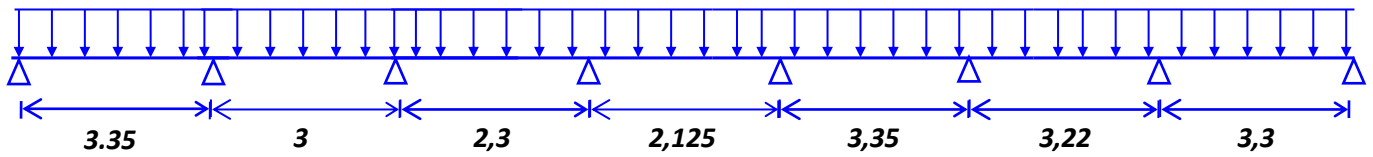


Figure IV-16: Diagramme des efforts tranchants

Type 2 :

Poutrelle à 7 travée se calcul par la méthode de Caquot:



✚ La méthode de Caquot :

- Moments sur appui :

$$M_a = 0,5M_0 \implies \text{appui de rive, avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \implies \text{Appui intermédiaire.}$$

- Effort tranchant :

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} = T_w + ql$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

($T_w; T_e$) : Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

- Moment en travée:

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} - (T_w x + M_w) \quad \text{Avec : } x = \frac{-T_w}{q} = L \frac{-T_w}{T_e - T_w}$$

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

(M_w, M_e) : Valeurs des moments sur les appuis de gauche et 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 calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et 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

Combinaison de charge : (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

E.L.U : $Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$

E.L.S : $Q_s = (G+Q) \times 0.65$

	g (KN/ml)	q (KN/ml)	E. L. U (Q_u (KN/ml))	E. L. S (Q_s (KN/ml))
P. Terrasse (N/ml)	6,24	1	7,65	5,45
P. Étage courant	5,22	1,5	6,04	4,37
P.RDC	5,95	2,5	6,45	4,34

Tableau IV-6-7: Combinaison de charge de type 2 des poutrelles

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

• **Efforts internes** Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

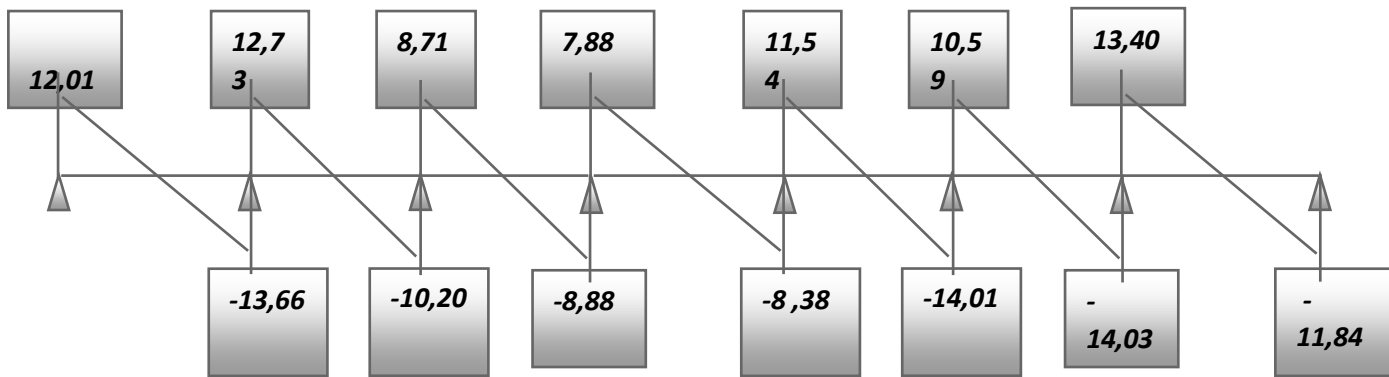
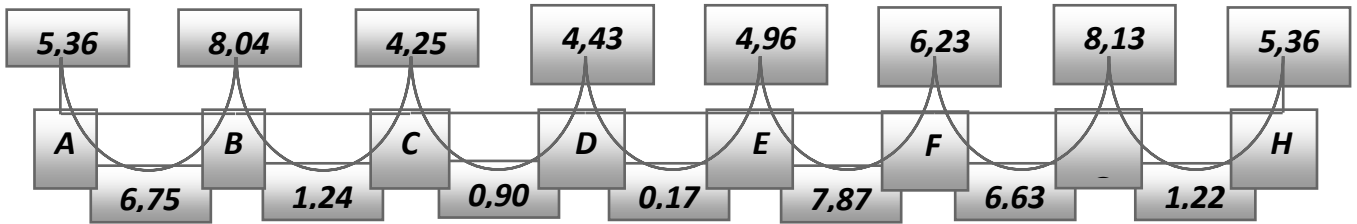
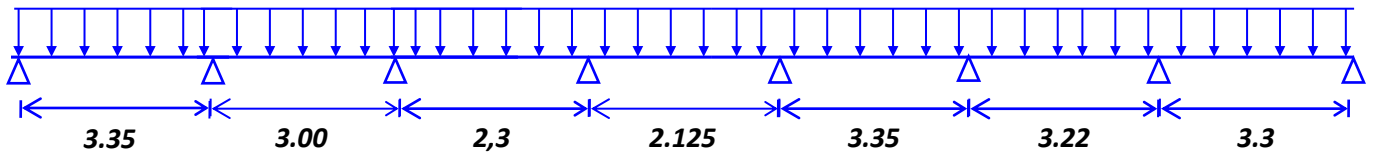
Travées		1	2	3	4	5	6	7	/
Longueur réelle (l)		3,35	3,00	2,30	2,125	3,35	3,22	3,3	/
Longueur réduit (l')		3,35	2,4	1,84		1,7	2,68	2,58	3,3
Appuis		A	B	C	D	E	F	G	H
l_w (m)		0	3,35	2,4	1,84	1,70	2,68	2,58	3,3
l_e (m)		3,35	2,4	1,84	1,70	2,68	2,58	3,30	0
Sur appuis	M_u (KN . m)	5,36	8,04	4,25	4,43	4,96	6,23	8,13	5,36
	M_{ser} (KN . m)	3,82	5,73	3,03	2,02	3,56	4,39	5,79	3,82
ELU	T_w (KN)	-13,61	-11,1	-8,88	-8,38	-	-	-	/
	T_e (KN)	12,01	12,73	10,36	7,88	14,01	14,03	11,84	/

						11,54		13,40	
ELS	T_w (KN)	-10,97	-7,27	-5,82	-6,52	-9,36	-9,2	-8,39	/
	T_e (KN)	9,83	9,07	6,7	5,08	8,88	8,34	9,59	/
X (m)		1,77	1,45	1,16	1,09	1,83	1,84	1,55	/
En travée	M_u (KN.m)	6,75	1,24	0,90	0,17	7,87	6,63	1,22	/
	M_{ser} (KN.m)	5,05	0,88	0,65	0,14	4,45	3,31	0,66	/

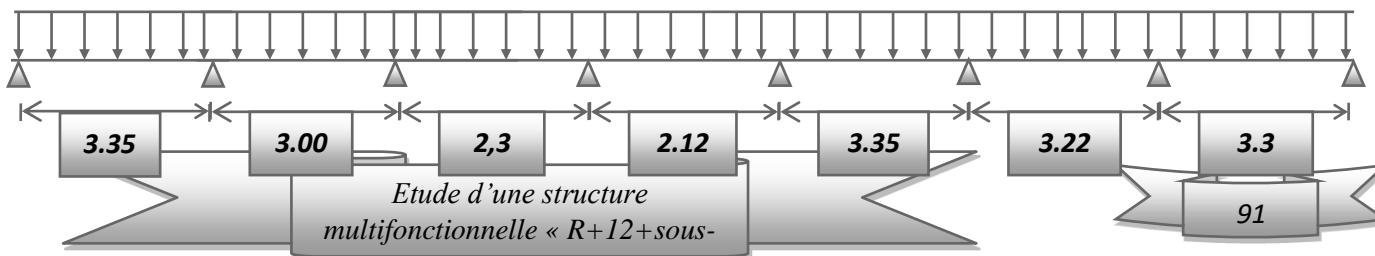
Tableau IV-6-8 : Récapitulatif de l'effort internes

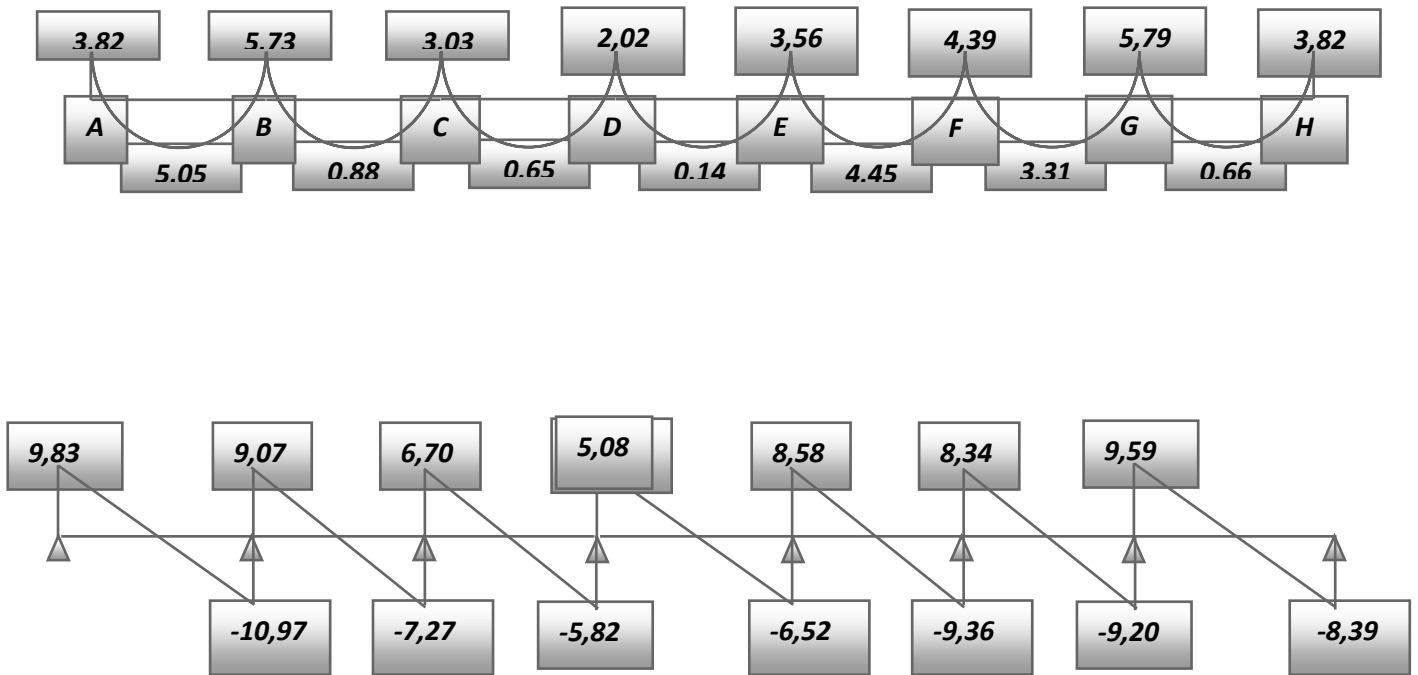
✓ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

ELU:



ELS:





IV.6.4. Ferrailage des poutrelles :

Le calcul se fait à L'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

$(KN.M) M_{a.u}^{max}$	$(KN.M) M_{a.ser}^{max}$	$(KN.M) M_{t.u}^{max}$	$(KN.M) M_{t.ser}^{max}$	$(KN) T_u^{max}$
8,13	5,79	6,75	5,05	13,40

Tableau IV-6-9 : Efforts maximaux en appuis et en travées.

On fait le calcul d'une section en « T » soumise à la flexion simple selon les règles du BEAL 91 :

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

✓ **Ferrailage en travée :**

$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

$M_{tab} = 14,20 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$

$M_{tab} = 59072 \text{ N.m} > M_t^{max} = 6750 \text{ N.m.}$

Nous avons $M_u < M_t$, donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple et $\mu = 0.392$ (acier FeE400)

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \quad \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) \quad \beta = 1 - 0,40\alpha \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

	M_U (KN.M)	μ	α	B	σ_s (MPa)	A_s (CM ²)	$A_{s,MIN}$ (CM ²)	CHOIX	$A_{s,ADOPT}$ (CM ²)
Travée	6,75	0,022	0,028	0,988	348	1,09	1,41	3HA12	3,39
Appui	8,15	0,027	0,034	0,986	348	1,31	1,41	2HA12	2.26

Tableau IV-6-10: Récapitulatif du ferrailage de poutrelle

♦ **Vérifications :**

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = 0,74\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{Vérifie.}$$

♦ **Vérification à L'ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = 1/3 b_0 y^3 + 15A_s (d-y)^2$$

Détermination de l'axe neutre :

$$(b/2).y^2 + n A_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Si : $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si : $y > h_0 \Rightarrow$ on trie Y de l'équation suivante :

$$(b/2).y^2 + (b-b_0 / 2) (y-h_0) + n A_s (y - c') - n A_s (d-y) = 0$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	$M_{SER}(KN.M)$	$A_s(CM^2)$	$y(CM)$	$I (CM^4)$	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	5,79	4,03	4,58	9542,19	4,74	vérifiée
Appui	5,05	2,26	3,48	7531,13	1,03	vérifiée

Tableau IV-6-11: Vérification de la contrainte de compression dans le béton.

♦ Vérification de la flèche :

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s/bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_v/M_o)$

Nous avons : $h/L \geq 1/16 ; 0,06 < 0,0625$ pas vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

Donc La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL 91** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{\delta i}} & (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{\delta v}} & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾ Flèche due aux charges instantanées.

⁽²⁾ Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 3.35 \text{ m}$.

• Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 bh \left(y - \frac{h}{2}\right)^2$$

• Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta i} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} & (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = 0,4 \lambda_i & (2) \end{cases}$$

⁽¹⁾ Pour la déformation instantanée.

⁽²⁾ Pour la déformation différée.

$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \end{cases} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

Avec : $Y = ((bh^2/2 + 15A_s d) / (bh + 15A_s)) = 10.30 \text{ cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{SER} (KN.M)	A_s (CM ²)	ρ	σ_s MPA	μ	λ_i	λ_v	I_0 (CM ⁴)	$I_{\bar{\alpha}}$ (CM ⁴)	I_{δ_v} (CM ⁴)	δ_i (CM)	δ_v (CM)	$\Delta\delta_T$ (CM)
5,79	4,03	0,021	237	0,12	1,96	0,78	47672,5	42454,5	47951,5	0,24	0,63	0,39 ✓

Tableau IV-6-12: Vérification de la flèche.

♦ **Calcul des modules de déformation:**

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \delta_i = 0,24 \text{ cm} \\ \delta_v = 0,63 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = 0,39 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm.}$$

$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f}$ **Vérifiée**

♦ **Calcul des armatures transversales et de l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence de nuance le ferrailage transversal est calculé suivant les deux règlements suivants :

1. Suivant le **BAEL91** (Art.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \\ S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq (40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$K=1$: pas de reprise de bétonnage

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 6,83 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \\ S_t \leq 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 20,43 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Suivant le **RPA99** (Art.7.5.2.2)

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

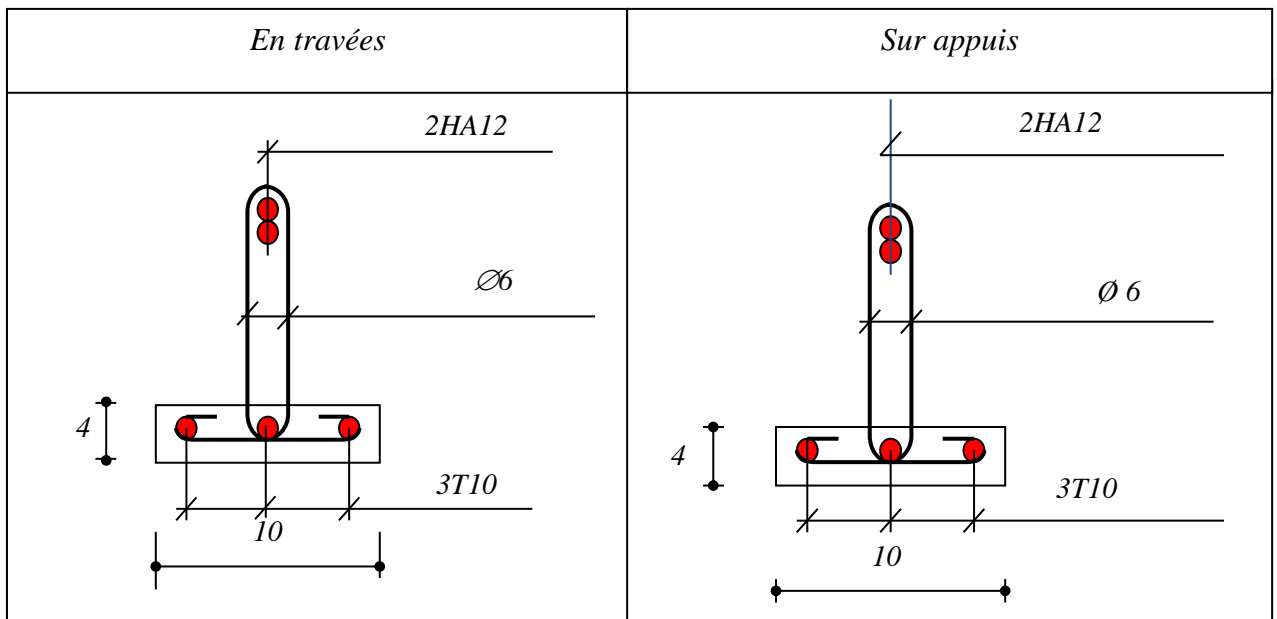
Avec : $\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$\phi_l \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71 \text{mm}$. On adopte $\phi_l = 6 \text{mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{cm}^2$

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

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



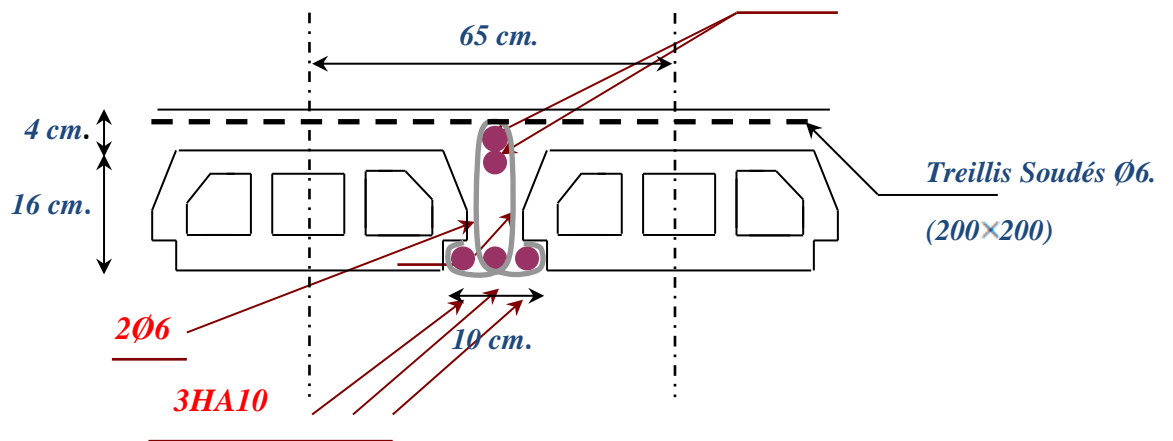


Figure IV-17: ferrailage de poutrelle

✓ **Ferrailage de la dalle de compression :**

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

2HA12

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{avec : } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} & \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}). \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_1 : \text{distance entre l'axe des poutrelles } (L_1=65\text{cm}) \\ A_1 : \text{diamètre perpendiculaire aux poutrelles (AP)} \\ A_2 : \text{diamètre parallèle aux poutrelles (A.R)} ; \quad A_2=A_1/2 \end{cases}$$

- $F_e=520 \text{ MPa}$ 'quadrillage de T.S.TIE 520.

$$\begin{cases} A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l \\ 5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2 \\ S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \\ A_2 = A_1/2 = 0,71 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Soit 5T6 $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $S_t=20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis

Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

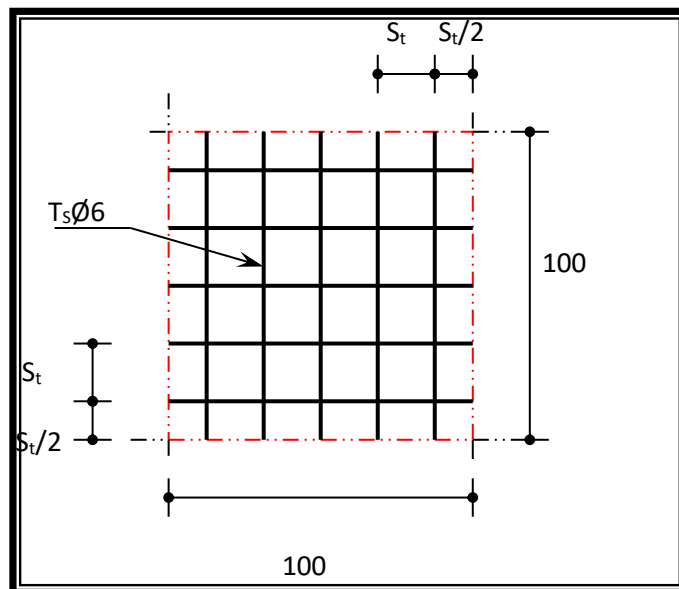
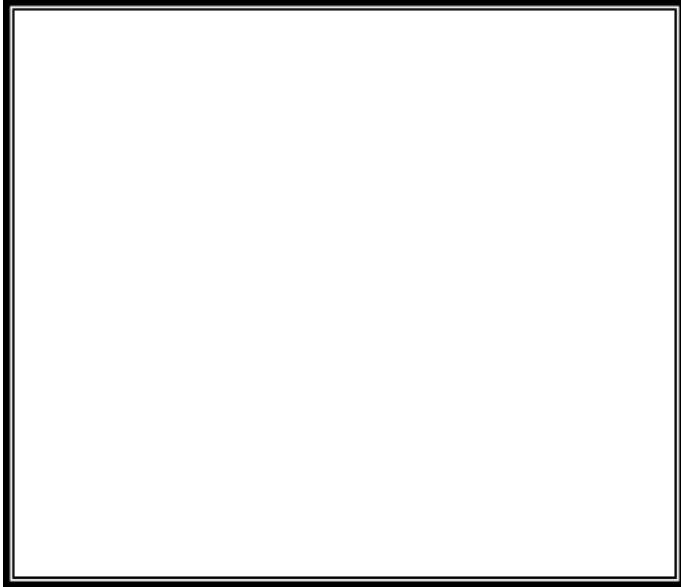


Figure IV-18: Disposition constructive des armatures de la dalle



Etude de vent

V.1. Introduction

V.2. l'action de vent

P
R
O
J
E
T

F
I
N
D
,
E
T
U
D

V-1-Introduction:

Le vent est un phénomène de mouvement de l'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression dans le domaine de génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction. Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure, ces forces dépendent aussi de plusieurs paramètres ; la région, le site, l'altitude, les dimensions de l'ouvrage, la majoration dynamique, coefficient de traînée et l'effet de masque.

Ces forces dépendant aussi de plusieurs autres paramètres :

- La région
- Le site
- L'altitude
- Les dimensions de l'ouvrage..

V-2-L'action de vent :

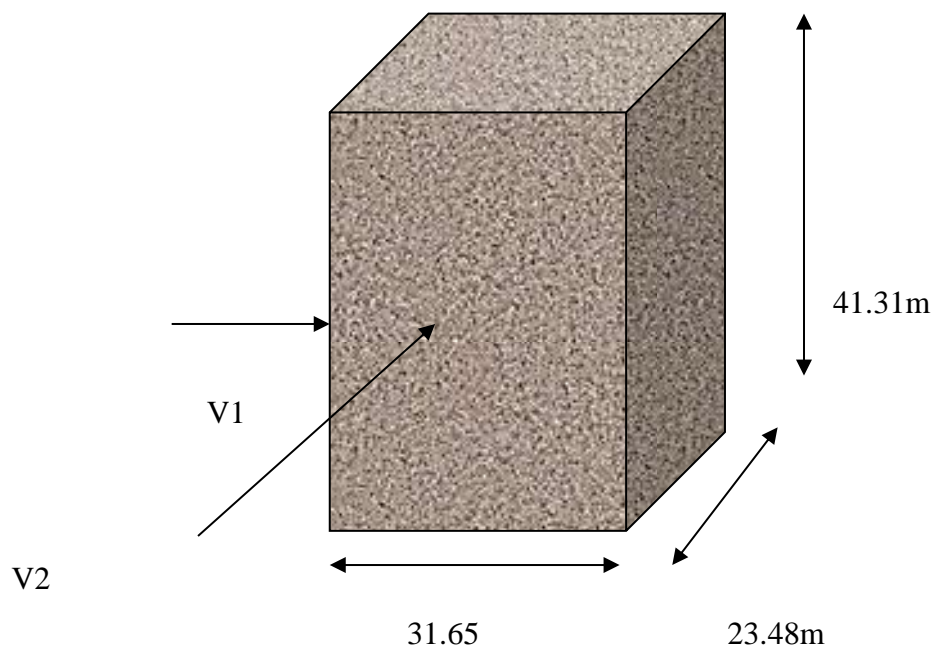


Figure V-1 : Action du vent

- $V1$: La résultant des actions du vent sur les parois suivant la direction XX .
- $V2$: La résultant des actions du vent sur les parois suivant la direction YY .

V.3.Application du R.N.V.99 :

✓ *La vérification de la stabilité d'ensemble :*

Le R.N.V.99 imposé un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

✓ *Donnée relative au site :*

(Ch2 paragraphe 4.1 tableau 2.4).

Catégorie de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)
Zones urbaines sont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieurs à 15 m.	0,24	1	16

Tableau V-1: Catégorie de terrain

- K_t : Facteur du terrain.
- Z_0 : Paramètre de rugosité.
- Z_{min} : Hauteur minimale
- Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d : $\xi = 0,46$ (tableau 2.5)
- C_t : coefficient de topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent .Site plat alors $C_t = 1$. (Ch2 paragraphe 3.2 tableau 2.3).
- $q_{réf}$: La pression dynamique de référence.

Zone	$q_{réf}$ (N/m)	$V_{réf}$ (m/s)
I	375	25
II	470	28
III	575	31

Tableau V-2 : La pression dynamique de référence.

Dans cette étude : **Zone II** → $q_{réf} = 470N/m$.

⇒ La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

V.3.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

C_d : est donné en fonction de b (largeurs) et h (longueur).

La structure du bâtiment étant en béton armé. On utilise Ch3 paragraphe 2.1.1 figure 3.1 de R.N.V

• **Sens X :**

Pour $h = 41.31m$ et $b = 31.12m$, Après interpolation : $C_d = 0,910$

• **Sens-Y :**

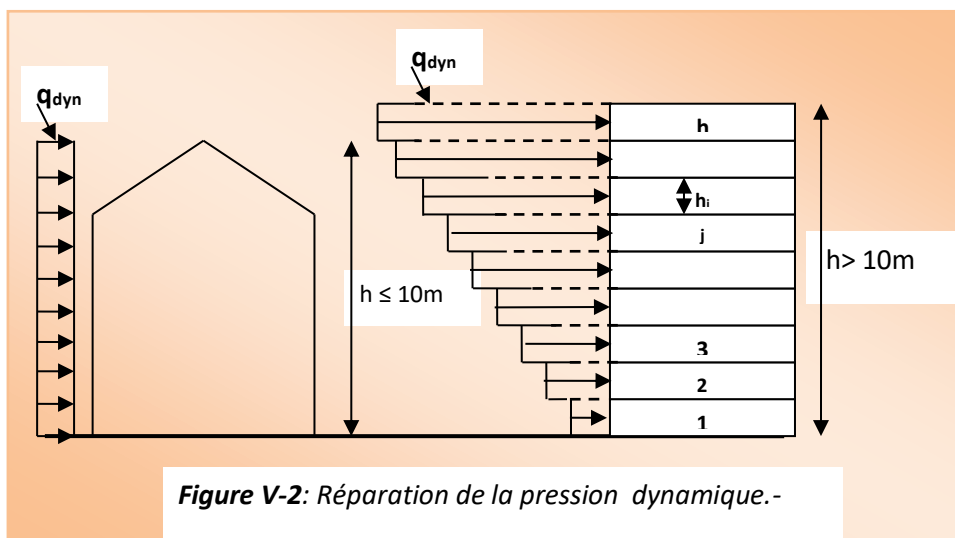
Pour $h = 41.31m$ et $b = 23.48m$, Après interpolation : $C_d = 0.913$

C_d dans les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

V.3.2. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

*Principe :

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant la paroi verticale en élément de surface j horizontal aux (voir figure).



- Les constructions dont la hauteur est inférieure au égale à 10 m doivent être considérées comme un seul élément j .
- Les constructions avec plancher intermédiaires (bâtiment, tour,....etc.), dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égales à la hauteur d'étage ; n étant le nombre de niveau de la construction.

*Formule générale :

- Structure permanente: $q_{dyn} = q_{ref} * C_e(z_j)$ (Ch2 paragraphe 3.2).

Avec :

C_e : Le coefficient d'exposition du vent.

Z_j : La distance verticale à la partie du niveau du sol au centre de l'élément j si cet élément du surface est vertical

q_{ref} : lapression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

*Calcul de coefficient de d'exposition C_e :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right]$$

Avec: K_T Facteur de terrain ($K_T = 0,24$)

* C_r coefficient de rugosité :

$$C_r = K_t \times L_n \frac{Z}{Z_0}; \text{ Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

Z_{min} : Hauteur minimale ($Z_{min} = 16 \text{ m}$)

Z = Hauteur considérée ($Z = 41,31 \text{ m}$)

Niveau	Z (m)	Kt	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	Cr
R.D.C	4.59	0,24	1,00	16,00	0.36
E ₁	7.65	0,24	1,00	16,00	0.49
E ₂	10.71	0,24	1,00	16,00	0.56
E ₃	13.77	0,24	1,00	16,00	0.62
E ₄	16.83	0,24	1,00	16,00	0.67
E ₅	19.89	0,24	1,00	16,00	0.72
E ₆	22.95	0,24	1,00	16,00	0.75
E ₇	26.01	0,24	1,00	16,00	0.78
E ₈	29.07	0,24	1,00	16,00	0.81
E ₉	32.13	0,24	1,00	16,00	0.84
E ₁₀	35.19	0,24	1,00	16,00	0.85
E ₁₁	38.25	0,24	1,00	16,00	0.87
E ₁₂	41.31	0,24	1,00	16,00	0.89

Tableau V-3 : Coefficient de rugosité Cr

Niveau	Z (m)	Kt	Cr	Ct	Ce
R.D.C	4.59	0,24	0.36	1	0.73
E ₁	7.65	0,24	0.49	1	1.06
E ₂	10.71	0,24	0.56	1	1.25
E ₃	13.77	0,24	0.62	1	1.42
E ₄	16.83	0,24	0.67	1	1.57
E ₅	19.89	0,24	0.72	1	1.73
E ₆	22.95	0,24	0.75	1	1.82
E ₇	26.01	0,24	0.78	1	1.92
E ₈	29.07	0,24	0.81	1	2.02
E ₉	32.13	0,24	0.84	1	2.12
E ₁₀	35.19	0,24	0.85	1	2.15
E ₁₁	38.25	0,24	0.87	1	2.22
E ₁₂	41.31	0,24	0.89	1	2.29

Tableau V-4 : Coefficient d'exposition Ce

Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant nous donne les valeurs du coefficient de pression dynamique appliquée à chaque étage.

Niveau	Z (m)	q _{ref} (N/m ²)	Ce	q _{dyn} (N/m ²)
R.D.C	4.59	470	0.73	343.1
E ₁	7.65	470	1.06	498.2
E ₂	10.71	470	1.25	587.5
E ₃	13.77	470	1.42	667.4
E ₄	16.83	470	1.57	737.9
E ₅	19.89	470	1.73	813.1
E ₆	22.95	470	1.82	855.4
E ₇	26.01	470	1.92	902.4
E ₈	29.07	470	2.02	949.4
E ₉	32.13	470	2.12	996.4

E_{10}	35.19	470	2.15	1010.5
E_{11}	38.25	470	2.22	1043.4
E_{12}	41.31	470	2.29	1076.3

Tableau V-5 : coefficient de la pression appliquée à chaque étage

V.3.3. Détermination du coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les coefficients de pressions externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \text{Log } S & \text{si } 10 < S < 100 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si } S \geq 100 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée (Ch5 paragraphe 1.1).

Donc on a: $S \geq 10 \text{ m}^2$ d'où $C_{pe} = C_{pe,10}$.

a- Paroi verticale :

- **Sens X :**

$h = 41.31\text{m} ; b = 31.12\text{m}.$

$e = \text{Min}(b, 2h)$

$e = \text{Min}(31.12, 82.62) = 31.12\text{m}$

b : La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction . $b = 31.12$.

h : La hauteur total de la construction

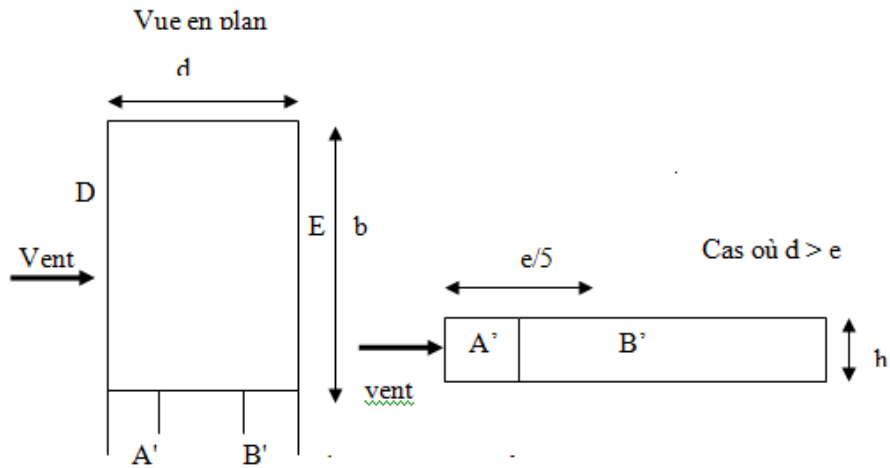


Figure V-3: Vue en plan

D'après le tableau 5.1 (R.N.V. P65) on a :

A'	B'	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

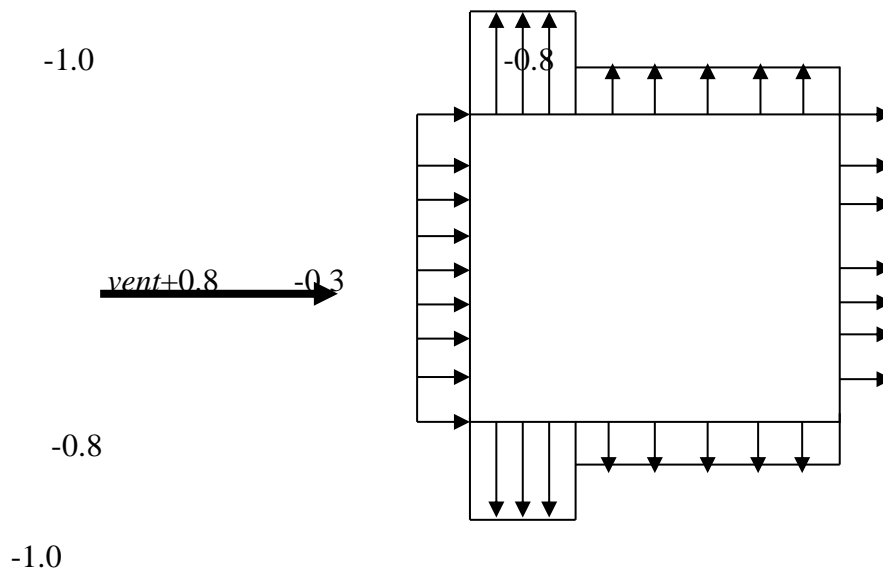


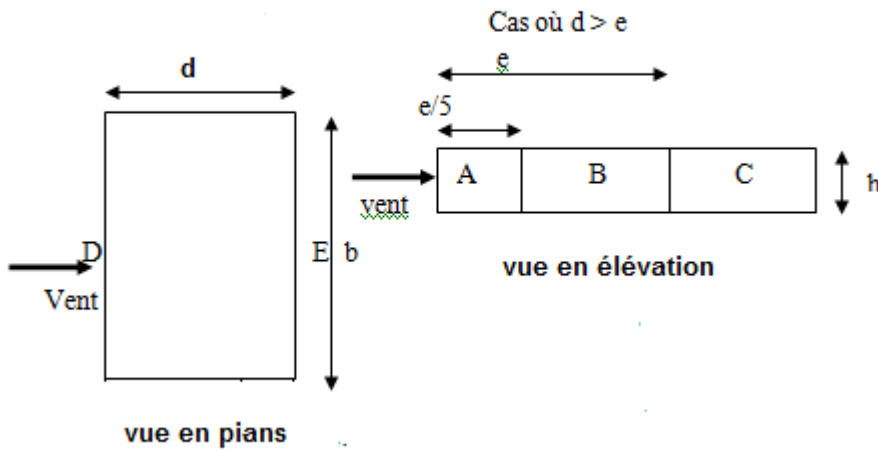
Figure V-4: Cpe sur les parois verticales

• **Sens-Y:**

$h = 41.31m ; b = 23.48m.$

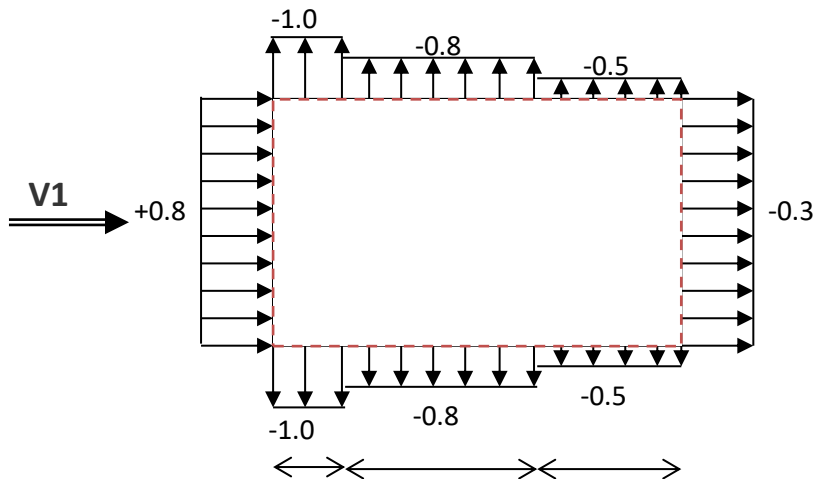
$e = \text{Min} (b, 2h)$

$e = \text{Min} (23.48, 82.62) = 23.48m$



D'après le tableau 5.1. (R.N.V.P65) on a :

A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

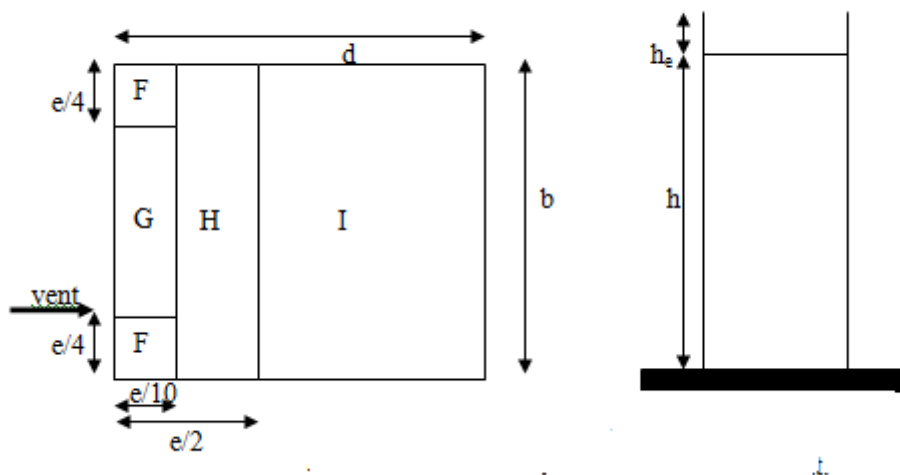


b-Toitures plates :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après le coefficient C_{pe10} et donné dans le tableau 5.2.(R.N.V.99 .P.66.)

$$e = \text{Min} (b ; 2h)$$

b : dimension du coté perpendiculaire ou vent



	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
	-	-	-	-	-	-	-	± 0.2
$H_p/h=0.025$	1.6	2.2	1.1	1.8	0.7	1.2		
	-	-	-	-	-	-	-	± 0.2
$H_p/h = 0.05$	1.4	2.0	0.9	1.6	0.7	1.2		
	-	-	-	-	-	-	-	± 0.2
$H_p/h = 0.1$	1.2	1.8	0.8	1.4	0.7	1.2		

Tableau V-6 : Coefficients de pression extérieure des toitures plates

Dans notre cas: $h_p = 0,6 \text{ m}$; $H = 41.31 \text{ m}$; toiture plat ($\alpha \leq 4\%$).

$h_p / H = 0,6 / 41.31 = 0.014$

- Pour $b= 23.48\text{m}$:

$e = \text{Min} (b, 2h)$

$e = \text{Min} (23.48, 82.62) = 23.48\text{m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :

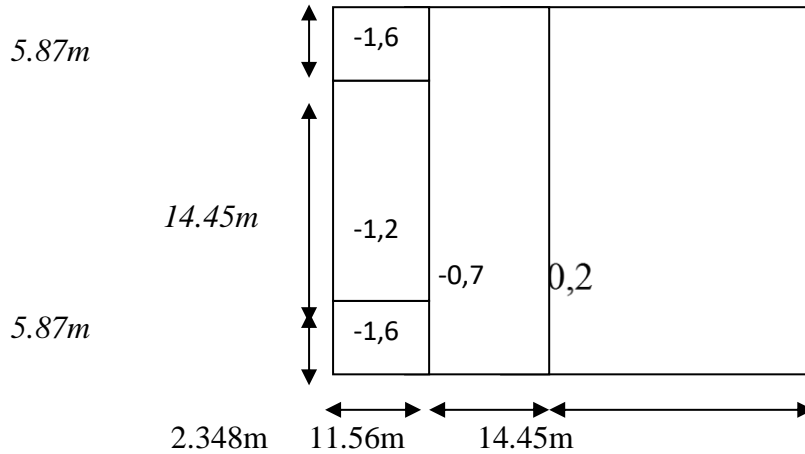


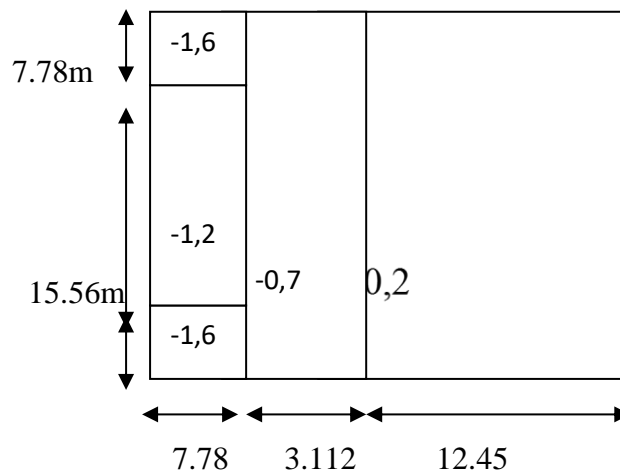
Figure V-5 : C_{pe} sur les toitures

- Pour $b = 31.12m$:

$$e = \text{Min}(b, 2h)$$

$$e = \text{Min}(31.12, 82.62) = 31.12m$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont montrées sur la figure suivante :



Dans notre cas $h_p/h = 0.6/41.31 = 0.014$

VI.3.4. Détermination du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 RNV 99 p.78).

VI.3.5. Détermination du coefficient de pression du vent C_{pe} :

Le coefficient de pression C_p est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} + C_{pe}$$

Alors on a les deux tableaux suivants :

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Zone	C_{ei}	C_{pe}	C_p
AA'	0.8	-1	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

Tableau V-7 : Coefficient de pression de vent pour $C_{pi} = 0.8$

- Pour $C_{pi}=0.5$:

Zone	C_{ei}	C_{pe}	C_p
AA'	-0.5	-1	-0.5
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
C	-0.5	-0.5	0
D	-0.5	+0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
F	-0.5	-1.6	-1.1
G	-0.5	-1.1	-0.6
H	-0.5	-0.7	-0.2

Tableau V-8: Coefficient de pression de vent pour $C_{pi}=0.5$

V.3.6.Détermination de la pression due au vent :

Pour les constructions de catégorie II, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

C_d : Coefficient dynamique.

W (N/m²) : La pression nette exercée sur l'élément de surface j , calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

$W(z_j)$: est obtenu à l'aide de la formule suivante (2.2 RNV 99)

$$W(z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

- Pour $C_{pi} = 0.8$:

Sens X :

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
A'	-1	-846	0.91	-769.86
B'	-0.8	-752	0.91	-684.32
D	+0.8	0	0.91	0
E	-0.3	-517	0.91	-470.47

Sens-Y:

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
A'	-1	-846	0.913	-772.39
B'	-0.8	-752	0.913	-686.57
C	-0.5	-611	0.913	-557.84
D	+0.8	0	0.913	0
E	-0.3	-517	0.913	-472.02

Tableau V-9 : Calcul de pression due au vent pour $C_{pi}=0.8$

- Pour $C_{pi} = -0.5$:

Sens X :

Zone	C_{pe}	W_j	C_d	q_j
------	----------	-------	-------	-------

<i>A'</i>	-1.0	-705	0.91	-769.86
<i>B'</i>	-0.8	-141	0.91	-684.32
<i>D</i>	+0.8	611	0.91	556.01
<i>E</i>	-0.3	94	0.91	-470.47

Sens-Y:

<i>Zone</i>	<i>Cpe</i>	<i>Wj</i>	<i>Cd</i>	<i>qi</i>
<i>A'</i>	-1	-705	0.913	-643.66
<i>B'</i>	-0.8	-141	0.913	-128.73
<i>C</i>	-0.5	0	0.913	0
<i>D</i>	+0.8	611	0.913	557.84
<i>E</i>	-0.3	94	0.913	85.822

Tableau V-10: Calcul de pression due au vent pour Cpi=0.5

V.3.7.Détermination de la force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I, pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La force de frottement *Ffr* est donnée par la formule 2.8 (RNV99):

$$Ffr = \sum (q_{dun}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- *J* : Indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- *Zj* : La hauteur du centre de l'élément *j*.
- *Sfr,j* : Aire de l'élément de surface *j*.
- *Cfr,j* : Coefficient de frottement pour l'élément de surface *j*.

Sens x: *b* = 23.48m; *d* = 31,12 m; *h* = 41,31 m.

$$\frac{d}{b} = \frac{31.12}{23.48} = 1.325 \leq 3 \dots\dots\dots C.N.V.$$

$$\frac{d}{h} = \frac{31.12}{41.31} = 0.756 \leq 3 \dots\dots\dots C.N.V.$$

Sens y: $b = 31.12 \text{ m}$; $d = 23.05 \text{ m}$; $h = 41.31 \text{ m}$.

$$\frac{d}{b} = \frac{23.48}{31.12} = 0.754 \leq 3 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{23.48}{41.31} = 0.568 \leq 3 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

V.3.8. Détermination de la force résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces; horizontale et verticale (voir la figure ci après).

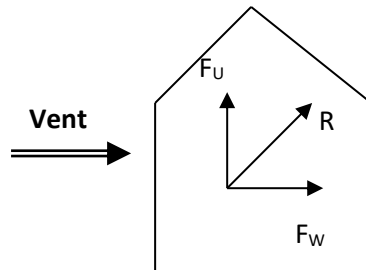


Figure V-6: Force résultante R

- F_W : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois Verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

- F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture. La force résultante R est donnée par la formule 2.9 RNV 99 :

- $R = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{frj}$
 \sum : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)
 q_j : Pression du vent exercé sur l'élément de surface j .
 S_j : Aire de l'élément de surface j .
 F_{frj} : Forces de frottement.

- L'ensemble des résultats est illustré dans le tableau suivant :

Z_j (m)	Zone	$S(x)$ m^2	$S(y)$ m^2	q_{dyn} (N.m)	$q_i(x)$	$q_j(y)$	$R(x)(N)$	$R(y)(N)$
4.59	- 1.1	66.33	71.42	343.1	-344.43	-344.57	-22846.04	-24609.19

7.65				498.2	-498.69	-500.34	-22047.08	-23821.19
10.71				587.5	-588.09	-590.62	-25999.45	-28119.42
13.77				667.4	-668.07	-670.27	-59535.37	-31911.55
16.83				737.9	-738.64	-741.07	-32655.27	-35282.34
19.89				813.1	-814.91	-816.56	-36027.17	-38876.42
22.95				855.4	-856.25	-859.08	-37854.81	-40900.79
26.01	-1.1	44.21	47.61	902.4	-903.31	-906.28	-39935.34	-43147.99
29.07				949.4	-950.35	-953.48	-42014.97	-45395.18
32.13				996.4	-997.39	-1000.68	-44094.61	-47642.37
35.19				1010.5	-1011.51	-1014.84	-44718.85	-3194.319
38.25				1043.4	-1044.43	-1047.88	-46174.25	-49889.56
41.31				1076.3	-1077.37	-1080.92	-47630.53	-51462.61
41.91	-2.4			1076.3	-2350.64	-2358.39	-17559.28	-22027.36
	-1.9	7.47	9.34	1076.3	-1860.92	-1867.05	-13901.07	-17438.25
	-1.5			1076.3	-1469.15	-1473.99	-10974.55	-13767.06

Tableau VI-11: Résultats de la force Résultant R

$R(x)(N)$	$R(y)(N)$
-742391.57	-478652.59

Tableau V-12: Détermination de la force résultante

Etude sismique

VI.1.: Introduction

VI.2 .Critères de classification par RPA 99:

VI.3. choix de la méthode de calcul

VI.4.modélisation de la structure

VI.5.-étude sismique(RPA)

VII.5.conclusion

VI.1.INTRODUCTION :

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi la dérive des continents. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principale plaques appelées plaques tectoniques et de plusieurs plaques secondaires.

VI.1.1. THEORIE SUR LE SEISME :

La connaissance actuel du séisme est telle que; s'il n'est pas possible de prédire l'instant et le lieu où ce phénomène va se produire, il est possible d'identifier par analyses et observations les zones à haut risque et d'y construire en conséquences.

VI.1. 2. LA SISMICITE EN ALGERIE :

En retraçant le phénomène de seime en Algérie au fil de l'histoire; toute la côte nord de l'Algérie se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. On se souviendra du grand séisme dévastateur d'Al Asnam en 1980 qui a fait 3500 morts. La côte nord de l'Algérie est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasienne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région. Pour placer la côte algérienne dans le contexte des plaques tectoniques.

De ce fait l'Algérie a mis en place un règlement parasismique nécessaire à la conception sismique des structures afin d'améliorer leurs performances et qualité à résister aux séismes.

VI 1.3.OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.2.CRITERES DE CLASSIFICATION SELON RPA 99 :

- **Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- *ZONE 0 : sismicité négligeable.*
- *ZONE I : sismicité faible.*
- *ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.*
- *ZONE III : sismicité élevée.*

⇒ Dans notre cas, Annaba se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE IIa'.

- **Classification de l'ouvrage :**

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social :

- *Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.*
- *Groupe 1B : ouvrages de grande importance.*
- *Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.*
- *Groupe 3 : ouvrages de faible importance.*

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

VI.3.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.3.1. Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99 :

- Le bâtiment au bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plans et en élévation (chapitre I ; paragraphe I.2.5) avec une hauteur totale HT telle que :
 - $HT \leq 65$ m en zones I et IIa.
 - $HT \leq 30$ m en zone IIb et III.

Dans notre cas (zone IIa) : $HT = 41,31$ m ≤ 65 m \hookrightarrow Condition vérifiée.

- Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable car notre structure ne répond pas aux conditions de cette méthode exigées par RPA99 version 2003, (notre bâtiment est classé irrégulier). \hookrightarrow **Donc le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.**

VI.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

a. Principe de la méthode :

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

b. Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

VI.4.LA MODILISATION DE LA STRUCTURE :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "RSA 2019" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exacte et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

VI.4.1.Présentation du logiciel RSA 2019 :

Le logiciel Autodesk ROBOT structural Professional propose aux ingénieurs structure de fonctionnalités de simulation et d'analyse de structure, évoluées pour des structures vastes et complexes.

Il permet de modéliser des types de constructions 2D et 3D composé d'élément barre, poutres et poteaux et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules spécifiques tels que le dimensionnement de charpente métallique, le calcul des assemblages ou le béton armé

Saisie graphique 2D et 3D

Calcul de structure (RDM)

Neige et vent, combinaisons automatique

Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales en béton armé, bois, acier,

VI.4.2 .Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel RSA 2019 nous a donné la vue en 3D suivante

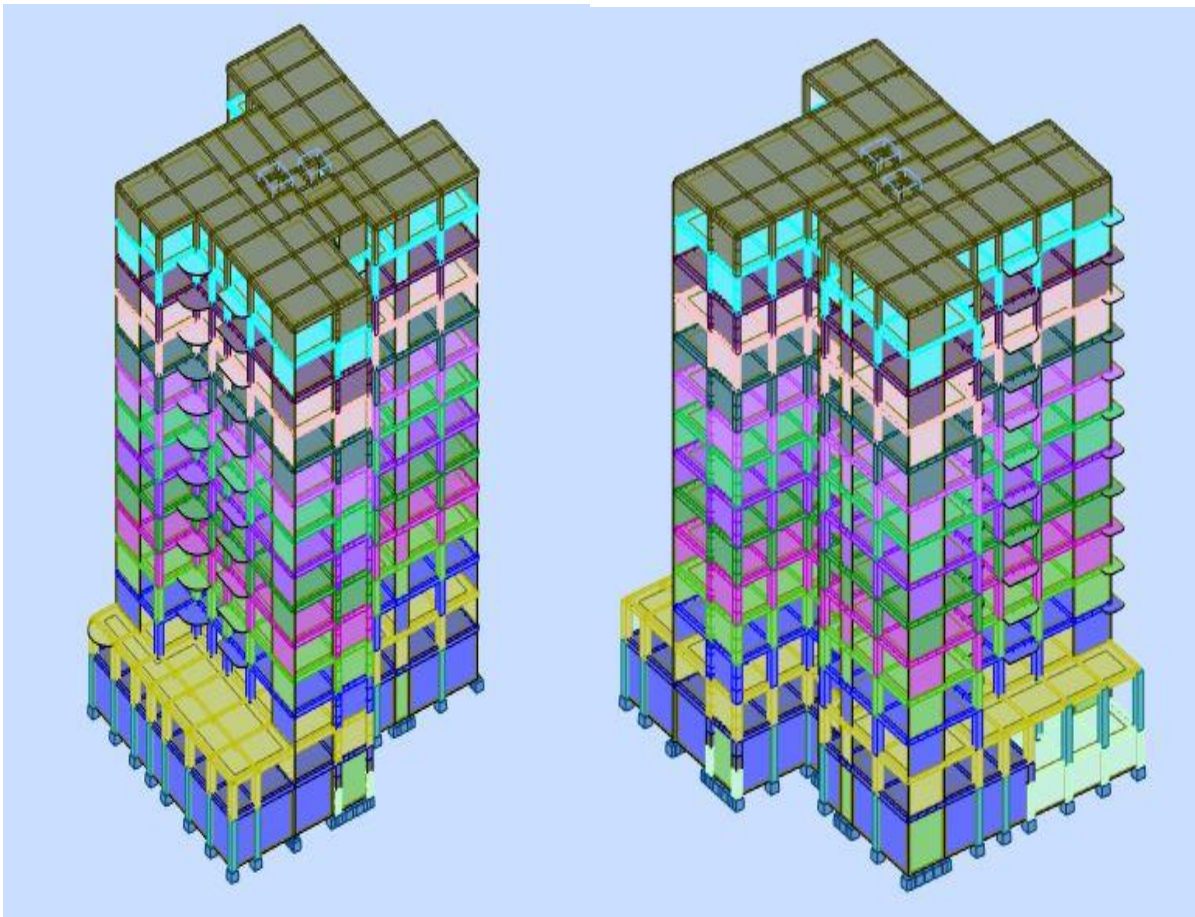


Figure VI.1 Vue en 3D de la structure à partir de logiciel RSA 2019

VI.5.-étude sismique selon RPA-1999 :

VI.5.1 .Spectre de réponse de calcul : RPA 99/version2003 (art 4.13) :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

Groupe d'usage	ZONE			
	I	Iia	Iib	III

IA	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau VI-1 : Coefficients d'accélération de zone (A)

- Dans notre cas, on groupe d'usage 2 en zone IIa donc : **A= 0,15**.
- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 7.8.2).

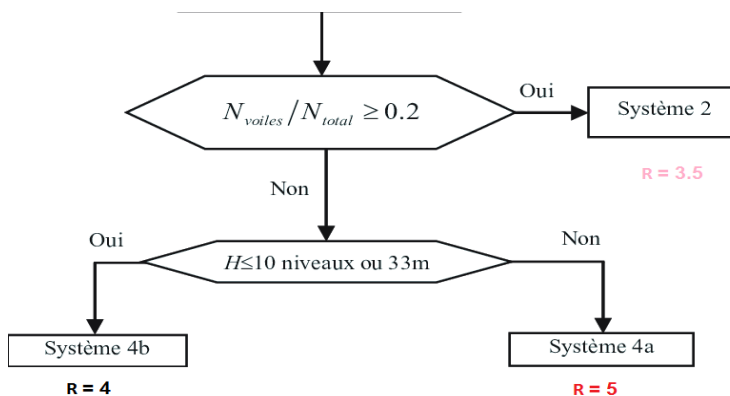
Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI-2 : Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structure.

- Dans notre cas nous avons un contreventement mixte voile-portique avec remplissage dense donc $\xi = 7 \%$.

- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0,88 \geq 0,7$ (C.V)

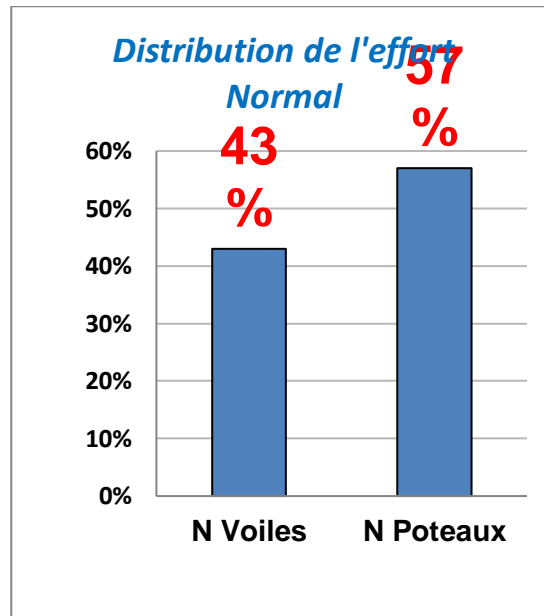
- R : coefficient de comportement de la structure



Organigramme de classification des systèmes de contreventement avec voiles (Systèmes 2, 4a et 4b)*

On a eu les efforts réduits FZ pour voiles et poteaux selon le chargement G :

Etage	voile	poteau
	Effort normal	Effort normal
	N	N
1	-69960,18	-9455,02
2	-26374,97	-51879,59
3	-24621,57	-45546,27
4	-22342,64	-41589,89
5	-20714,19	-37116,61
6	-18817,59	-33062,74
7	-16847,08	-29082,74
8	-14821,95	-25157,36
9	-12760,49	-21268,32
10	-10678,66	-17399,64
11	-8719	-13533,47
12	-6571,55	-9980,66
13	-4375,53	-6476,13
14	-2098,42	-3056,8



$N \text{ voiles} / N \text{ total} = 0.43 \geq 0.2 \dots \dots \dots \text{le bâtiment est au système 2}$

• Dans notre cas la structure en béton armé à contreventement mixte portiques/voiles avec interaction : $R = 3.5$ (selon RPA 99/version 2003, tableau 4.3).

• Q : facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 (selon RPA 99/version 2003)

Critère q	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05 (N/observé)
2. Redondance en plan	0 (observé)
3. Régularité en plan	0,05 (N/observé)
4. Régularité en élévation	0 (observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/ observé)

$\sum_1^6 P_q$	0,25
----------------	------

Tableau VI-3 : Valeur de P_q

Donc $Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.25 = 1.25$

- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau VI-4 : Valeur de T_1 et T_2

Dans notre cas site (S_3) :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

VI.5.2. Analyse modale :

Après la modalisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'analyse modale par **SAP 2000** permet de déterminer les modes et les fréquences propres de la structure. Le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. **RPA99 /version 2003 (art4.3.4).**

VI.5.2.1. Nombre des modes considérer (RPA99) :

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures qui ont une influence importante des modes de torsions est donné par la relation suivante: $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.2$ secondes.

N : le nombre de niveau au dessus de sol et T_K la période du mode K .

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

VI.5.2.2. disposition proposée :

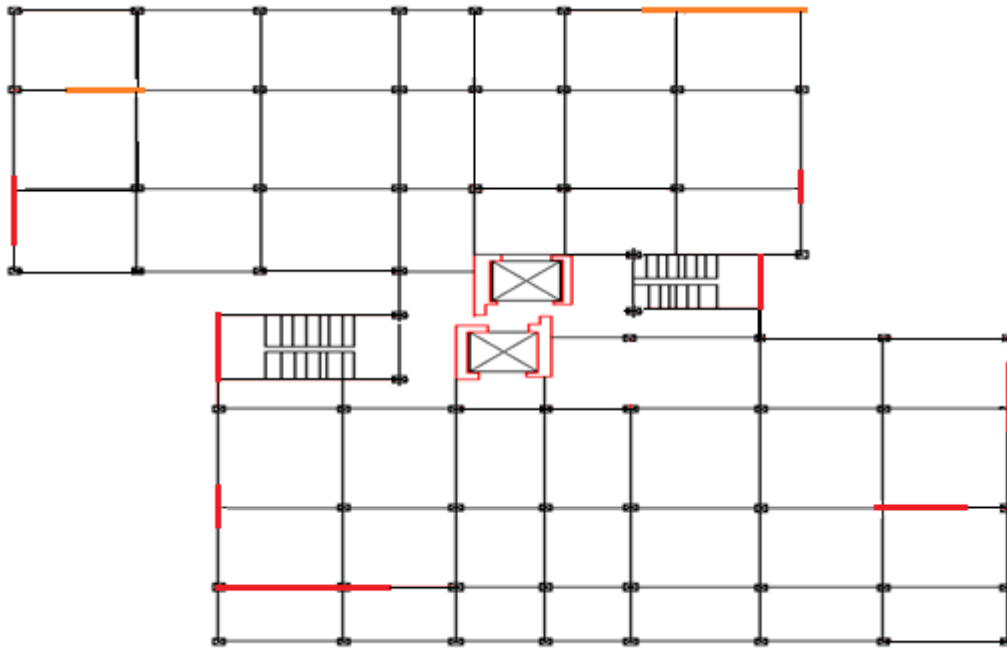


Figure VI-2: disposition des voiles proposée Pour RDC

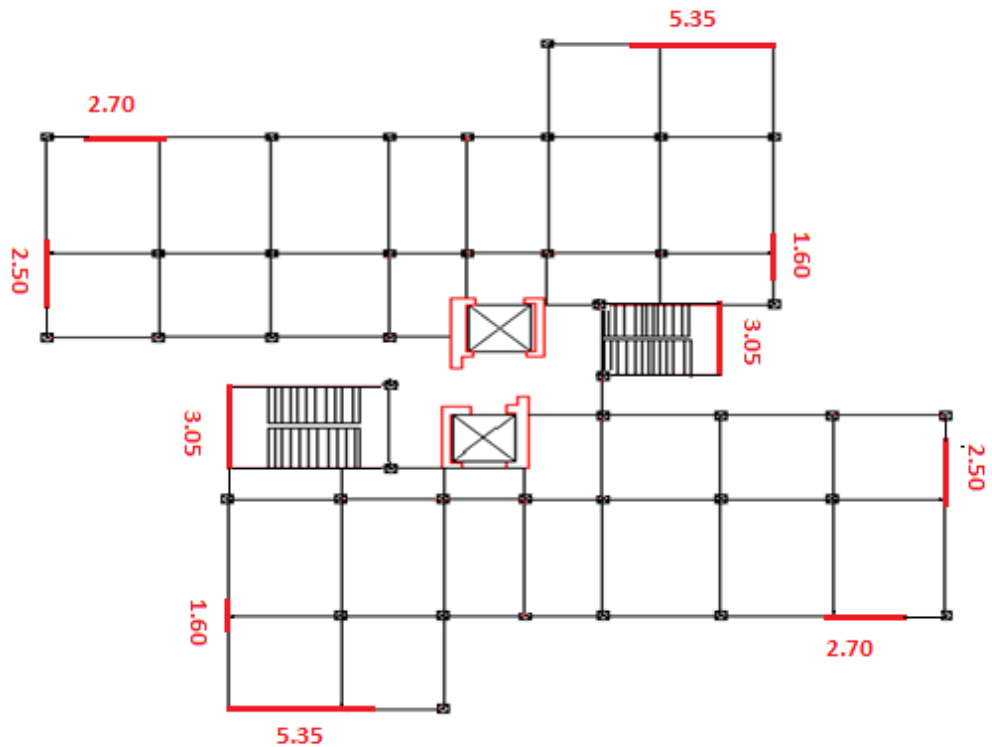


Figure VI-3: disposition des voiles proposée Pour Etage courant

VI.5.2.3. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale:

1) Mode de vibrations et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel **RSA 2019** on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

La masse cumulée			La masse modale					
Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	Uz(%)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Nature
1	1,15	63,41	0,00	0,0	63,41	0,00	0,0	Transl(x)
2	1,01	63,41	68,36	0,0	0,00	68,36	0,0	Transl (y)
3	0,91	64,18	68,61	0,0	0,77	0,25	0,0	Torsion
4	0,32	80,09	68,92	0,0	15,91	0,31	0,0	
5	0,31	80,48	82,36	0,0	0,39	13,44	0,0	
6	0,25	80,62	82,36	0,0	0,14	0,00	0,0	
7	0,15	80,83	88,21	0,0	0,21	5,85	0,0	
8	0,15	87,84	88,42	0,0	7,01	0,21	0,0	
9	0,11	87,87	88,42	0,0	0,04	0,00	0,0	
10	0,09	87,89	91,90	0,0	0,01	3,48	0,0	
11	0,09	92,05	91,92	0,0	4,16	0,03	0,0	
12	0,07	92,05	91,98	0,0	0,00	0,06	0,0	

Tableau VI-5 : Les modes propres de vibration de la structure

Les masses cumulées $u_x = 92,05 \geq 90$ Vérifiée

Les masses cumulées $u_x = 91,98 \geq 90$ Vérifiée

Et le pourcentage des 3 premiers masses modale est satisfaisant (2 translation+ 1 rotation)

2) Modes de vibrations obtenus :

A) **1^{er} mode** : Le 1er mode de notre structure est une translation suivant l'axe XX' de période $T1=1.15$ sec et un coefficient de participation modale égale à 63.41 %

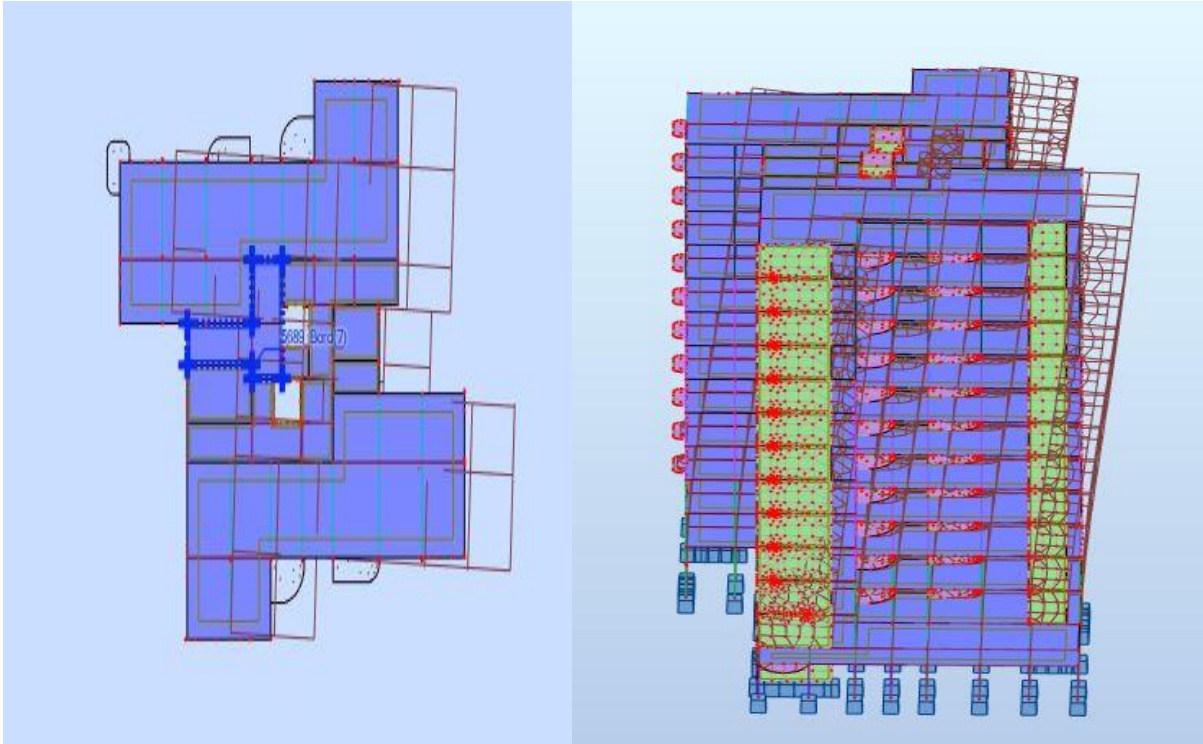


Figure VI-4: Vu en plan et en élévation mode 01

B) **2^{ème} mode** : Le 2ème mode est une translation suivant l'axe YY' de période $T2 = 1,01$ sec et un coefficient de participation modale égale à 68.36 %

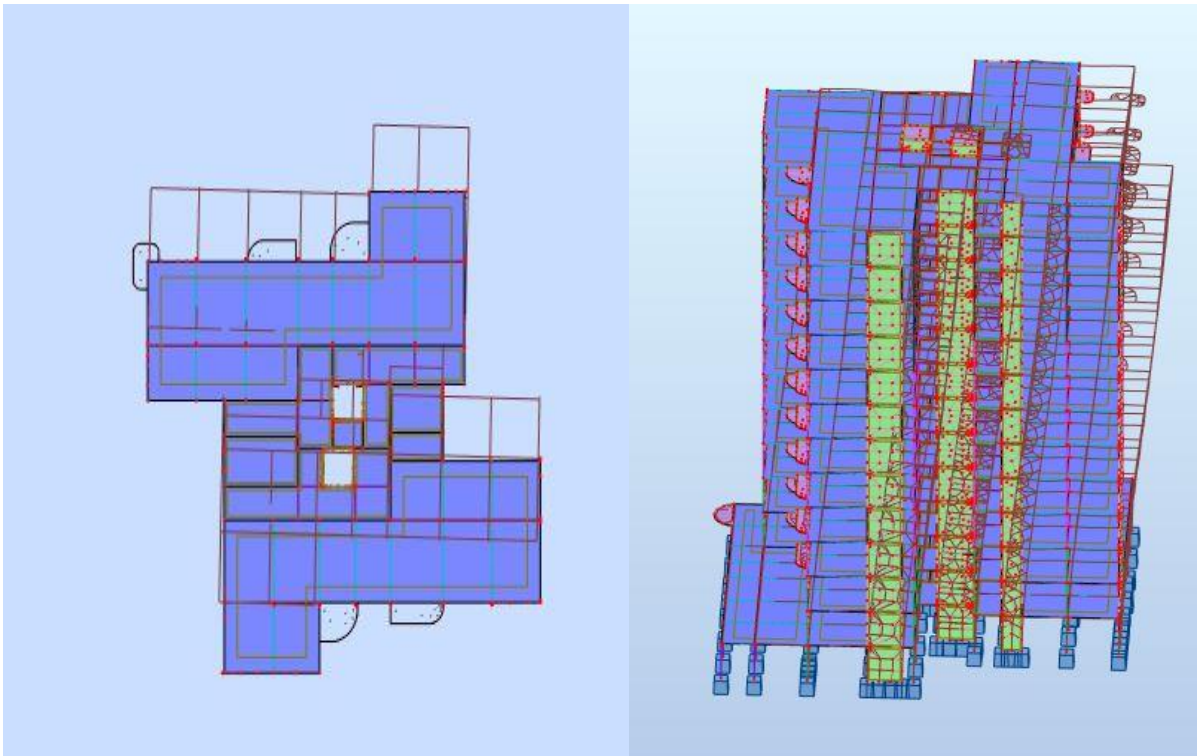


Figure VI-5: Vu en plan et en élévation mode 02

C) 3^{ème} mode : La 3^{ème} mode est une torsion de période $T_3 = 0.93$ sec et un coefficient de participation modale égale à 0,70 % selon (x-x) et 0,26 % selon le sens (y-y).

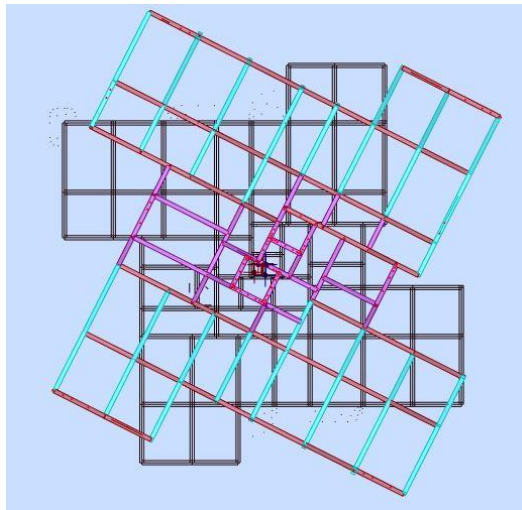


Figure VI-6: Vu en plan et en élévation mode 03

On remarque que dans la variante proposée la période et les déplacements sont diminués donc on garde cette variante pour cela on doit faire quelque vérification

VI.5.2.4. estimation de période (T analytique / T empirique)

Pour x :

Au 1 er mode x ...elle est la souple avec unepériode de 1,15et doit vérifié

$$T_{empirique} \leq T_{analytique} \leq 1.3 T_{empirique}$$

$$T_{empirique} = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t * H_n^{3/4} = 40.31^{3/4} * 0.05 = 0.79 \text{ sec} \\ 0.09 * H_n / \sqrt{D_x} = 40.31 * 0.09 / \sqrt{28.45} = 0.68 \text{ sec} \dots\dots ok \end{array} \right.$$

$$T_{empirique} = 0.68 \leq T_{analytique} = 1.15 \leq 1.3 T_{empirique} = 0.884 \dots\dots pas vérifié$$

$$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique} = 0.884 \dots\dots T_{calcul} = 1.3 T_{empirique} = 0.88 \text{ sec}$$

Pour y :

Au 2ememode y... unepériode de 1.01 est doitêtre vérifié

$$T_{empirique} = \min \left\{ \begin{array}{l} [C_t * H_n]^{(3/4)} = [41.31]^{(3/4)} * 0.05 = 0.79 \text{ sec} \\ 0.09 * H_n / \sqrt{D_x} = 0.09 * 41.31 / \sqrt{31.13} = 0.66 \text{ sec} \dots\dots ok \end{array} \right.$$

$$T_{empirique} = 0.66 \leq T_{analytique} = 1.05 \leq 1.3 T_{empirique} = 0.866 \dots\dots pas vérifié$$

$$T_{analytique} \geq 1.3 T_{empirique} = 0.884 \dots\dots T_{calcul} = 1.3 T_{empirique} = 0.86 \text{ sec}$$

VI.5.3. Vérifications spécifiques selon (RPA)

VI.5.3.1. Vérification de l'excentricité :

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]	05%*Lx[m]	05%*Ly[m]	vérification ex	vérification ey
1	28,45	32,61	0,42	0,19	1,4225	1,6305	OK	OK
2	29,5	28,52	0,36	0,83	1,475	1,426	OK	OK
3	29,5	28,52	0,24	0,11	1,475	1,426	OK	OK
4	29,5	28,52	0,24	0,11	1,475	1,426	OK	OK
5	29,5	28,52	0,24	0,11	1,475	1,426	OK	OK
6	29,5	28,52	0,26	0,11	1,475	1,426	OK	OK
7	29,5	28,52	0,26	0,11	1,475	1,426	OK	OK
8	29,5	28,52	0,26	0,11	1,475	1,426	OK	OK

9	29,5	28,52	0,26	0,11	1,475	1,426	OK	OK
10	29,5	28,52	0,27	0,1	1,475	1,426	OK	OK
11	29,5	28,52	0,27	0,1	1,475	1,426	OK	OK
12	29,5	28,52	0,27	0,1	1,475	1,426	OK	OK
13	28,45	28,52	0,25	0,04	1,4225	1,426	OK	OK

Les valeurs de e_{x0} et e_{y0} sont acceptables est ne dépassent pas 05% des longueurs c.a.d pas d'augmentation de l'effort tranchant provoqué par la torsion d'axe vertical due à l'excentricité

VI.5.3.2. Vérification de l'effort normal réduites poteaux :

Selon RPA art 7.4.3.1 :
$$V = \frac{Nd}{Bc * fc28} \leq 0.30$$

Poteau 80*50 (du s sol jusqu'à 3eme étage) :

Le poteau le plus sollicité : $N = 2967857,61 \text{ N} (G+Q+VX)$

$$V = \frac{2967857,61}{800 * 500 * 25} = 0.296 \leq 0.30 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Poteau 80*30 (du 4eme jusqu'à 9 éme étage) :

Le poteau le plus sollicité : $N = 2032191.76 \text{ N} (ELU)$

$$V = \frac{2032191.76 \text{ N}}{(800 * 300 * 25)} = 0.33 \leq 0.30 \dots\dots \text{pas vérifiée !}$$

On adopte la section a partir du 6eme étage

Le poteau le plus sollicité : $N = 1624600,75 \text{ N} (ELU)$

$$V = \frac{1624600,75}{800 * 300 * 25} = 0.270 \leq 0.30 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Poteau 40*40 (du 10eme jusqu'à 13 éme étage) :

On change la section a 45*30 pour assurer une Réduction Des Poteaux dans un seul sans

Le poteau le plus sollicité : $N = 786686,79 \text{ N} (ELU)$

$$V = \frac{786686,79}{450 * 300 * 25} = 0.233 \leq 0.30 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Poteau courts 35*35 :

Le poteau le plus sollicité : $N = 191124,12 \text{ N} (ELU)$

$$V = \frac{191124,12}{(350 * 350 * 25)} = 0.06 \leq 0.30 \dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.5.3.3- Vérification des déplacements inter étages :

Selon RPA :

Le déplacement entre étage ne doit pas dépasser 10 % de la Hauteur de l'étage

Le déplacement au sommet ne doit pas dépasser 1 % de la Hauteur totale du bâtiment

Niveau	Etage (cm)	1%h étage	dr UX [cm]	dr UY [cm]	Vérification inter étage
1	459	4.59	0,273	0,33	ok
2	306	3.06	0,539	0,685	ok
3	306	3.06	0,882	0,913	ok
4	306	3.06	1,083	1,049	ok
5	306	3.06	1,197	1,109	ok
6	306	3.06	1,325	1,136	ok
7	306	3.06	1,36	1,115	ok
8	306	3.06	1,365	1,071	ok
9	306	3.06	1,339	1,004	ok
10	306	3.06	1,314	0,969	ok
11	306	3.06	1,256	0,875	ok
12	306	3.06	1,185	0,783	ok
13	306	3.06	1,155	0,675	ok

En sommet :

Etages	Hauteur totale [m]	UX [cm]	UX [m]	UY [cm]	UY [m]	vérification
13	40,31	14,271	0,14271	11,713	0,11713	OK

Entre étage → Vérifiée

En sommet → Vérifiée

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

VI.5.3.4. JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ:

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \text{ (déplacement entre deux étages)}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k":
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

sens X-X :

Etage	P	Δ	V	$\Delta(m)$	h	θ	Vérification
1	-82562,16	0,289	4896,83	0,00289	4,59	0,007	OK
2	-73163,08	0,571	4808,05	0,00571	3,06	0,028	OK
3	-66570,22	0,9	4656,92	0,009	3,06	0,042	OK
4	-59954,06	1,147	4455,22	0,01147	3,06	0,050	OK
5	-53336,41	1,28	4221,24	0,0128	3,06	0,053	OK
6	-46964,93	1,357	3948,65	0,01357	3,06	0,053	OK
7	-40839,65	1,386	3647,68	0,01386	3,06	0,051	OK
8	-34714,38	1,381	3331,92	0,01381	3,06	0,047	OK
9	-28589,1	1,348	2987,99	0,01348	3,06	0,042	OK
10	-22625,1	1,314	2602,67	0,01314	3,06	0,037	OK
11	-16823,26	1,252	2163,05	0,01252	3,06	0,032	OK
12	-11021,13	1,179	1622,91	0,01179	3,06	0,026	OK
13	-5223,63	1,148	894,15	0,01148	3,06	0,022	OK

Tableau VI.6 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

sens Y-Y :

Etage	P	Δ	V	$\Delta(m)$	h	θ	Vérification
1	-82562,16	0,33	5434,82	0,0033	4,59	0,011	OK
2	-73163,08	0,685	5357,54	0,00685	3,06	0,031	OK
3	-66570,22	0,913	5209,31	0,00913	3,06	0,038	OK
4	-59954,06	1,071	5002,02	0,01071	3,06	0,042	OK
5	-53336,41	1,142	4751,78	0,01142	3,06	0,042	OK

6	-46964,9	1,159	4451,08	0,01159	3,06	0,040	OK
7	-40839,7	1,138	4106,09	0,01138	3,06	0,037	OK
8	-34714,4	1,092	3726,74	0,01092	3,06	0,033	OK
9	-28589,1	1,024	3303,82	0,01024	3,06	0,029	OK
10	-22625,1	0,983	2832,67	0,00983	3,06	0,026	OK
11	-16823,3	0,888	2302,72	0,00888	3,06	0,021	OK
12	-11021,1	0,795	1680,17	0,00795	3,06	0,017	OK
13	-5223,63	0,686	900,67	0,00686	3,06	0,013	OK

Tableau VI.7 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Commentaire :

On constate que θ est inférieur à 0,1 pour tous les étages

Donc : l'effet P- Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.5.3.5. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit : $V_t > 0,8 V$

➤ **calcul de spectre de réponse dans chaque mode :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

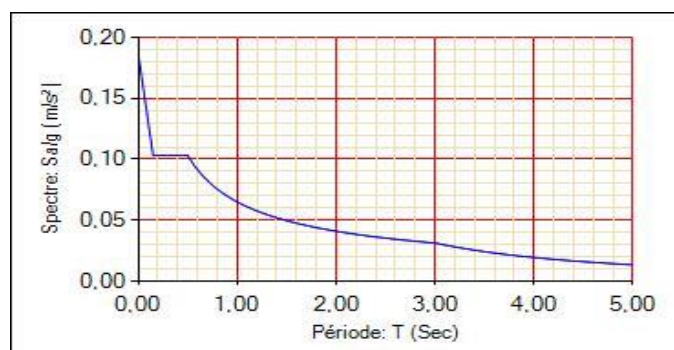


Figure VI-7 : Spectre de réponse dans chaque mode.

➤ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon RPA99/Version 2003 (Article 4.2.3 ; formule 4.1) :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

On a :

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ Q = 1,25 \\ W = 8418997,68\text{kg} = 84189,9768\text{KN} \\ R = 3,5 \end{cases}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen : fonction de la catégorie de site du facteur :

$$\begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \dots\dots\dots \text{cas 1} \\ \frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots \text{cas 2} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \dots\dots\dots \text{cas 3} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \dots\dots\dots \text{cas 4} \end{cases}$$

Selon RPA 'tableau 4.7 : site S3 : T1=0.15 sec T2 =0.50

Selon X : T empirique = 0.88 sec → T empirique ≥ T2.....3^{eme} cas

Selon Y : T empirique = 0.86 sec → T empirique ≥ T2.....3^{eme} cas

$$D = \eta * 2.5(T_2/T)^{2/3}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 7.8.2).

	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI-8 : Valeur du coefficient d'amortissement suivant le système structure.

- Dans notre cas nous avons un contreventement mixte voile-portique avec remplissage dense donc $\xi = 7 \%$.
- $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0,882 \geq 0,7$ (C.V)

$\eta = 0.882 > 0.7$vérifier

$$D_x = 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.50 * 0.882 \left(\frac{0.5}{0.88}\right)^{2/3} = 1.51$$

$$D_y = 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.50 * 0.882 \left(\frac{0.5}{0.86}\right)^{2/3} = 1.53$$

Calcul de la force sismique totale :

$$\text{selon } x \quad V = \frac{0.15 * 1.25 * 1.51 * 84189,97}{3.5} = 6810.36 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 5448.288 \text{ KN}$$

$$\text{selon } y \quad V = \frac{0.15 * 1.25 * 1.53 * 84189,97}{3.5} = 6900.59 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = 5520.47 \text{ KN}$$

Vd x = somme des réaction x = 5013.57 KN

Vd y = somme des réaction y = 5581.73 KN

	Vd(KN)	V (KN)	80% V	0.8V < V _t	Facteur
Sens X	5013.57	6810.36	5448.288	Non vérifie	1.09
Sens Y	5581.73	6900.59	5520.47	vérifie	/

Tab. VI.9 Résultante des forces sismiques à la base

VI.5.3.6. Vérification de la stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{résistant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$$

*Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

* Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

Avec

$$\begin{cases} M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{stabilisateur} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

• centre de gravité et brade levier la structure :

ETAGE	Xg	Yg	d x (m)	d y (m)
1	14.26	16.81	8,71	12,63
2	14.10	16.85	8,55	12,67
3	14.10	16.85	8,55	12,67
4	14.10	16.85	8,55	12,67
5	14.14	16.87	8,59	12,69
6	14.14	16.87	8,59	12,69
7	14.14	16.87	8,59	12,69
8	14.14	16.87	8,59	12,69
9	14.14	16.87	8,64	12,72
10	14.14	16.87	8,64	12,72
11	14.19	16.91	8,64	12,72
12	13.89	16.82	8,35	12,64
13	13.61	16.27	8,07	12,1

Tableau VI.10:
centre de gravité
et brade levier
la structure

VI.5.3.7. Distribution de la résultante verticale des forces sismiques:

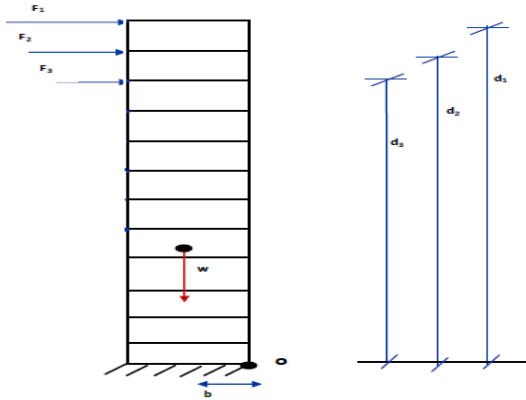
D'après RPA99/version 2003 (article 4.2.5) , la résultante des forces sismiques à la base « V » doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \sum Fi$$

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure, tel que $F_t < 0,25 V$.

$$\begin{cases} F_t = 0,07 * T * V & \text{si } T > 0,7s \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7s \end{cases}$$



La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = (V - F_T) * \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Force horizontale revenant au niveau i .

h_i : hauteur de chaque niveau

ETAGE	Vx (KN)	Fx (KN)	d (m)	W (KN)	b (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	5464,79	96,81	4,59	82562,16	8,71	444,3579	719116,41	OK
2	5367,98	166,68	7,65		8,55	28.06	705906,47	OK
3	5201,3	238,33	10,71		8,55	26.12	705906,47	OK
4	4962,97	284,05	13,77		8,55	3911,3685	705906,47	OK
5	4678,92	311,46	16,83		8,59	5241,8718	709208,95	OK
6	4367,46	331,95	19,89		8,59	6602,4855	709208,95	OK
7	4035,51	348,13	22,95		8,59	7989,5835	709208,95	OK
8	3687,38	377,93	26,01		8,59	9829,9593	709208,95	OK
9	3309,45	422,93	29,07		8,64	12294,575	713337,06	OK
10	2886,52	484,66	32,13		8,64	15572,126	713337,06	OK
11	2401,86	598,66	35,19		8,64	21066,845	713337,06	OK
12	1803,2	809,44	38,25		8,35	30961,08	689394,04	OK
13	993,76	993,76	41,31		8,07	41052,226	666276,63	OK

somme	5464,79
-------	---------

Sens x- x :

Tableau VI-11: Distribution des forces sismiques et Vérification de la stabilité au renversement selon x

Sens-y :

ETAGE	Vy (KN)	Fy (KN)	h (m)	W (KN)	Yg (m)	Mr (KN)	Ms (KN)	Vérification
1	5581,73	78,17	4,59	82562,16	12,63	358,8003	1042760,08	OK
2	5503,56	152,06	7,65		12,67	1163,259	1046062,57	OK
3	5351,5	223,44	10,71		12,67	2393,0424	1046062,57	OK
4	5128,06	277,67	13,77		12,67	3823,5159	1046062,57	OK
5	4850,39	317,39	16,83		12,69	5341,6737	1047713,81	OK
6	4533	351,31	19,89		12,69	6987,5559	1047713,81	OK
7	4181,69	387,31	22,95		12,69	8888,7645	1047713,81	OK
8	3794,38	432,15	26,01		12,69	11240,2215	1047713,81	OK
9	3362,23	480,3	29,07		12,72	13962,321	1050190,68	OK
10	2881,93	539,95	32,13		12,72	17348,5935	1050190,68	OK
11	2341,98	634,81	35,19		12,72	22338,9639	1050190,68	OK
12	1707,17	793,3	38,25		12,64	30343,725	1043585,70	OK
13	913,87	913,87	41,31		12,1	37751,9697	999002,14	OK
	somme	5581,73						

Tableau VI-12 : Distribution des forces sismiques et Vérification de la stabilité au renversement selon x

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids du sous-sol , les Fondations et le remblais le rendent encore plus stable.

.VI.5.3.8. Distribution de la résultante horizontale des efforts tranchant :

Etage	Voiles		Poteaux	
	<i>Effort tranchant</i> Tx	Ty	<i>Effort tranchant</i> Tx	Ty
1	4985,43	5563,74	29,03	19,09
2	4422,59	3881,82	502,88	1622,62
3	3179,14	3290,62	1593,24	2061,48

4	3053	2916,54	1500,64	2211,93
5	2155,39	2492,14	2137,58	2358,5
6	2893,5	2529,18	1113,68	2003,98
7	2303,96	2135,21	1398,7	2046,66
8	2042,48	1931,65	1340,84	1862,96
9	1627,4	1295,66	1409,25	2066,82
10	1707,8	1960,59	940,92	921,63
11	1241,66	1239,95	962,52	1102,37
12	784,18	816,02	870,87	891,44
13	-43	-46,09	955,62	960,28
somme	30353,53	30007,03	14755,77	20129,76

Tableau VI-13 : Distribution des forces sismiques et Vérification de la stabilité au renversement selon x

Participation des voiles selon X = $(30353.53) / (30353.53 + 14755.77) = 67\% \dots \text{vérifiée}$

Participation des voiles selon Y = $(30007,03) / (30353.53 + 20129,76) = 60\% \dots \dots \text{vérifiée}$

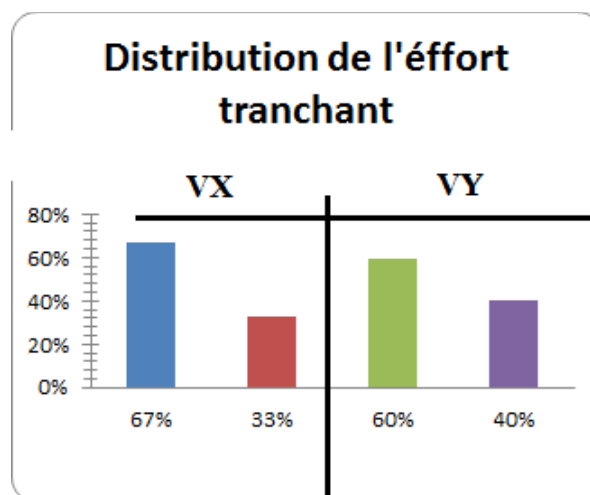


Figure VI-7 : schéma récapitulatif de la distribution horizontale de l'effort tranchant

VI.5.4. Comparaison entre le séisme et le vent :

On prend la valeur la plus grand (dans les deux directions pour avoir le cas le plus défavorable) :

Niveau	H (m)	Fx vent (KN)	Fx séisme (KN)	Fy vent (KN)	Fy séisme (KN)
RDC	4.59	22,86	96,81	24,60	78,17
1	7.65	22,04	166,68	23,82	152,06
2	10.71	25,99	238,33	28,11	223,44
3	13.77	59,53	284,05	31,91	277,67
4	16.83	32,65	311,46	35,28	317,39
5	19.89	36,02	331,95	38,87	351,31
6	22.95	37,85	348,13	40,90	387,31
7	26.01	39,93	377,93	43,14	432,15
8	29.07	42,01	422,93	45,39	480,3
9	32.13	44,09	484,66	47,64	539,95
10	35.19	44,71	598,66	31,94	634,81
11	38.25	46,17	809,44	49,88	793,3
12	41.31	47,63	993,76	51,46	913,87

Tableau VI-13 : Comparaison entre le séisme et le vent

▪ **Résultats :**

En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vu que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

VI.5. Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

EFFETS DE LA TEMPERATURE

VII -1 –introduction

VII-2-Les Contraintes thermiques

VII -3-Réglementations et normes

VII -4-introduire l'effet de la température sous robot

VII -5-Combinaisons de calcul

VII -6-Les éléments concernés

VII .1. Introduction

La température a une influence sur la vie de la structure. Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

VII.2. Les Contraintes thermiques :

Les contraintes thermiques résultent des changements de température. Elles peuvent causer la rupture ou la déformation plastique des matériaux. Les deux principales sources de contraintes thermiques sont la dilatation (ou la contraction) entravée et les gradients de température.

VII .3. Réglementations et normes :

Le règlement CBA 93-article B-5-1 exige dans les calculs relatifs aux constructions courantes et aux constructions industrielles, de tenir compte des effets des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au minimum de 30m dans les wilayas côtières y – compris Annaba, Vu que les dimensions en plan de l'ouvrage sont supérieures à 30m ($L_y = 31.65m$),

il est impératif de prendre en considération les effets des variations de température dans les calculs.

Par la réglementation CBA (article A.3.1.3.2) : a défaut de justifications plus précises on adopte , pour le constructions situées a l'air libre des variations uniformes de temperature suivantes :

-En Algérie du Nord : $35^{\circ}c$ et $-15^{\circ}c$

VII.4. introduire l'effet de la température sous robot :

Il existe 2 méthodes pour la modélisation de charge thermique sous robot ...

VII.4.1 – charge de dilatation :

Le calcul se fait à l'aide du ROBOT définir un charge de dilatation et faire entrer le valeur de dL soi absolut soi relative calculée par les formules :

Dilatation Relative : $dL/L = \alpha *dT$

Dilatation Relative : $dL = \alpha *dT *L$

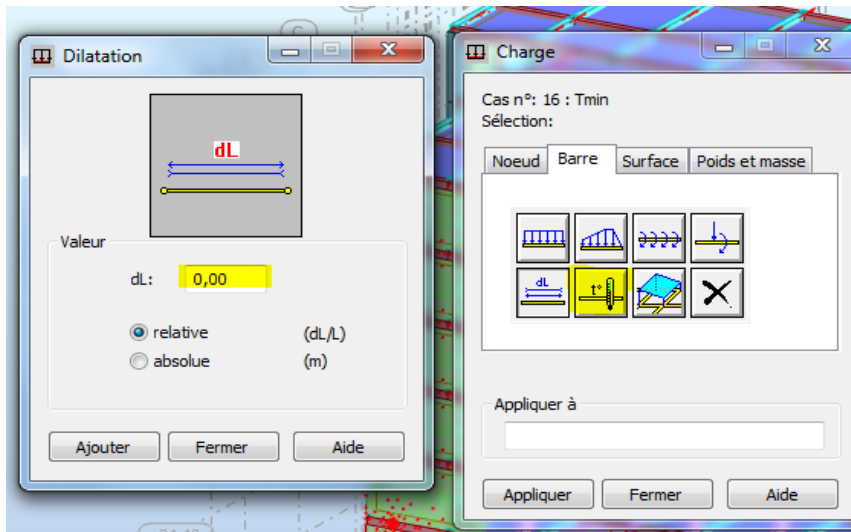


figure VII-1 : chargement thermique sous robot-1 ere étape

dT = la variation de la température

L = la longueur

α = la fraction , selon le règlement CBA 93-article B-5-1

si $l_{max} < 1$: $\alpha = 0$

si $1 < l_{max} \leq 1,25$: $\alpha = 4 \left(\frac{1}{l_{max}} - 1 \right)$

si $l_{max} > 1,25$: $\alpha = 1$

Notre cas $l_{max} = 30m \leq L = 31.65 \leq 1.25 * l_{max} = 37.50 m$

Alors : $\alpha = 4 (1/37.5 - 1) = 0.22$

VII.4.2 – chargement thermique :

on a fait le chargement selon cette méthode parce qu'elle est la méthode la plus simple ,le calcul se fait aussi à l'aide du ROBOT par définir une charge thermique et faire entrer la valeur de température et du gradient thermique

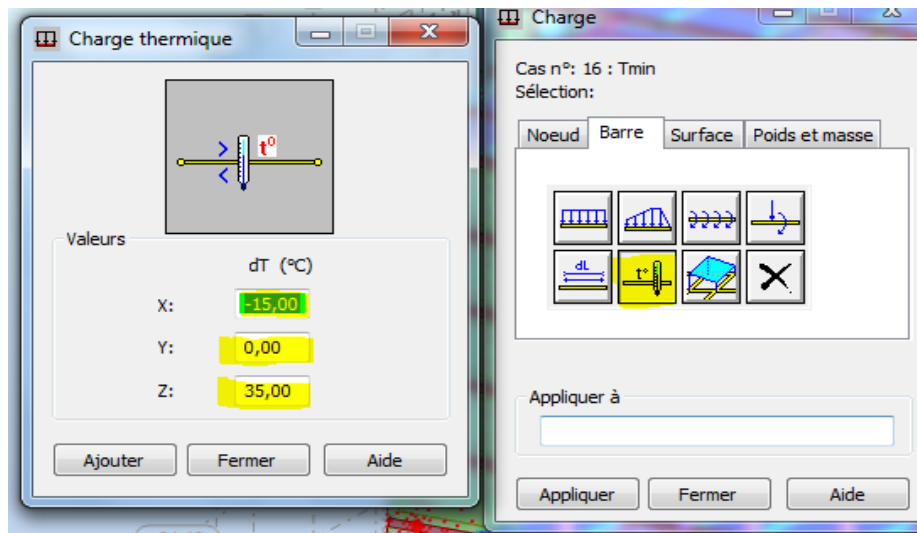


figure VII-2 : Chargement thermique de poutre selon Tmax

DTX : positif correspond à un dilatation (donc une valeur négative à une contraction).

DTY : correspond à une différence de température entre les faces du profilé dans la direction Y local de la barre.

DTZ : correspond à une différence de température entre les faces du profilé dans la direction Z local de la barre.

La température et le changement graduel de la température comme charge d'accompagnement, appliquée sur les parties les plus exposées à la variation de température.

- Pour le gradient de température
 $\Delta T_1 = 35^\circ C$ (de $-15^\circ c$ à $20^\circ c$)
 $\Delta T_2 = -15^\circ C$ (de $35^\circ c$ à $20^\circ c$)
- Pour le changement graduel de la température
 $T_{min} = -15^\circ C$
 $T_{max} = 35^\circ C$
 Avec température de référence $T = 20^\circ c$.

VII .5. Combinaisons de calcul :

Le calcul du ferrailage des éléments résistants exposés au température doit se faire sous l'action des sollicitations possible de température, déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

VII.5.1. États limites de service (ELS) :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$G + Q + 0.6T_{max}$	Com 1
$G + Q - 0.6T_{max}$	Com 2

$G + Q + 0.6T_{min}$	Com 3
$G + Q + 0.6T_{min}$	Com 4

VII.5.2. Etats limites ultimes (ELU) :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$1,35G + 1,5 Q + 0.8T_{max}$	Com 5
$1,35G + 1,5 Q - 0.8T_{max}$	Com 6
$1,35G + 1,5 Q + 0.8T_{min}$	Com 7
$1,35G + 1,5 Q - 0.8T_{min}$	Com 8

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation.

T_{max} : Effet de la température maximum

T_{min} : Effet de la température minimum

VII.6. Les éléments concernés par l'effets de la température:

Les éléments de construction compris entre joints concernés par l'effets de la température dans notre bâtiments sont :

VII.6.1.les poutres de la terrasse :

Ces éléments sont exposés sur en moins d'une de leurs faces au actions climatiques, ainsi que les distances limites sont dépassées dans le sens $Y, C.$ à. d. les poutres principales sont concernées au chargement thermique , on tient compte dans les calcul des effets du retrait et des variations de température extérieur

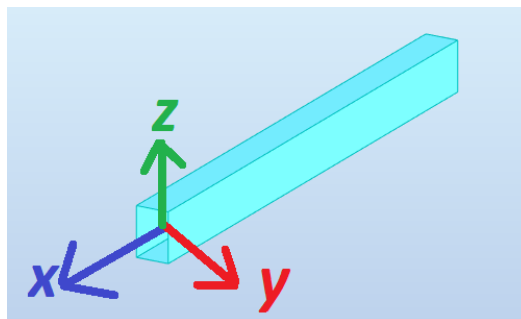
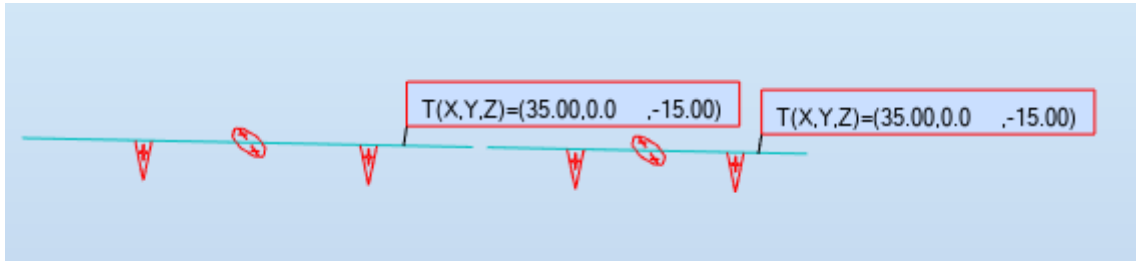


figure VII-3:axe local d'une poutre

On applique une charge thermique uniforme selon l'axe local X de la poutre, aussi un gradient selon l'axe Z, après chargement de Tmin et Tmax, on aura la modélisation suivante par exemple sur Tmax :



Et sur Tmin :

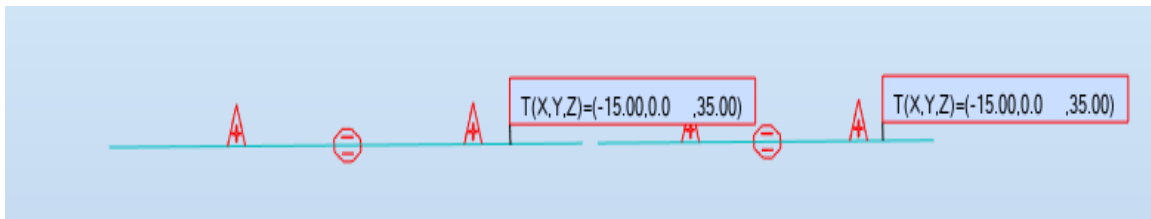
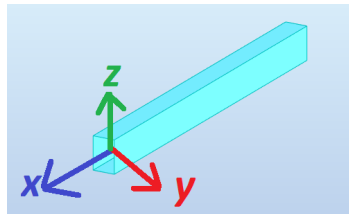


figure VII-4 : modélisation des charges thermiques du poutre de terrasse sous robot

VII.6.2.les poutres de rive :

Ces éléments sont exposés sur en moins d'une de leurs faces aux actions climatiques aussi, ainsi que les distances limites sont dépassées dans le sens Y, C.à.d.les poutres principales de rive sont concernées au chargement thermique



On applique une charge thermique uniforme selon l'axe local X de la poutre, aussi un gradient selon l'axe Y,

Chargement thermique selon Tmax :

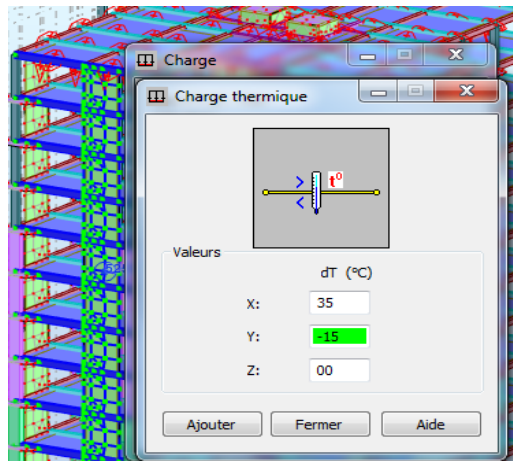


figure VII-5 : Chargement thermique de poutre de rive selon Tmax

après chargement de Tmin et Tmax , on aura la modélisation suivante par exemple sur Tmin :

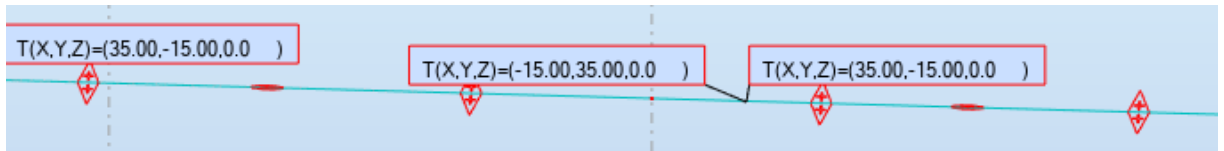


figure VII-6 : modélisation des charges thermiques du poutre de rive sous robot

Notre structure après le chargement thermique des poutres :

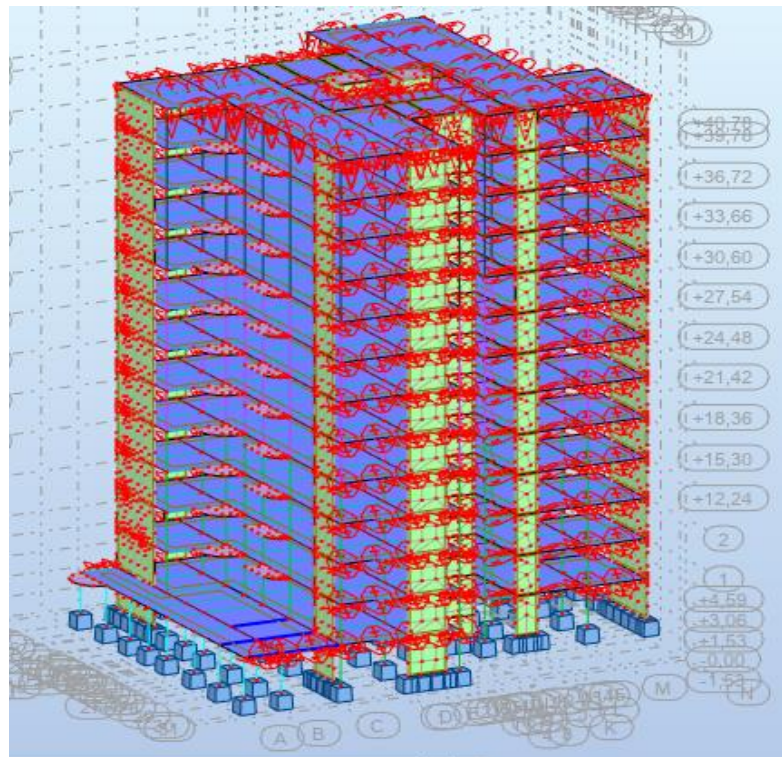


figure VII-7 : structure après le chargement thermique

VII.6.3.les voiles sense y-y :

Ces éléments sont exposés sur d'une de leurs faces aux actions climatiques aussi , ainsi que les distances limites sont dépassées dans le sens Y ,C.à.d. ces voiles sont concernées au chargement thermique surfacique

FERRAILLAGES DES ELEMENTS

RESISTANTS

VIII -1 -introduction

VIII -2-ferraillage des poutres

VIII -5-ferraillage des poteaux

VIII -6-ferraillage des voiles

VIII .1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections

d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Lecalcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles RPA 99/V.2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

● *Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.*

● *Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.*

VIII -2-ferraillage des poutres:

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage des poutres sera déterminé à l'état limite ultime « E.L.U », puis vérifiées à l'état limite de service « E.L.S ».

VIII -2.1. Les combinaisons de calcul :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 91 et RPA 99(Article : 5-2), de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Etat limite	$G + Q$	
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	Com 1
	$1,35G + 1,5 Q \pm 0.8T$	Com 2
E.L.S	$G + Q$	Com 3
	$G + Q \pm 0.6T$	Com 4
E.L.A	$G + Q \pm E$	Com 5
	$0.8G \pm E$	Com 6

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effet du séisme

T : effet du température (Tmax ;Tmin)

La combinaison ($1,35 G + 1,5Q$) nous permet de déterminer le moment maximum en travée. La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis. La combinaison ($0.8 G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Remarque :

L'action due au vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme. Les efforts dus à la variation de la température sont négligeables pour les poutres dans le sens X puisque les dispositions constructives relatives aux distances entre les joints sont respectées pour ce sens .

VIII -2.2. Exigences des règlements pour le Ferrailage des poutres :

VIII -2.2.1. Exigences du RPA99 pour le ferrailage des poutres:

VIII -2.2.1.1. Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

-Le pourcentage total minimum : $A_{min} = 0,5\%$ de la section totale ($b h$) .

– Le pourcentage total maximum : $A_{max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

-Longueur minimale de recouvrement : $40 \varnothing$ en zone II-a.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

VIII -2.2.1.2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 . S . b$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing l)$$

$\varnothing l$: La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VIII -2.2.2. Exigences du BAEL 91 pour le ferrailage des poutres:

VIII -2.2.2.1 Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

Comme suit :
$$\frac{A_t}{bd} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$S_t \leq \min (0,9d; 40cm; 15 \varnothing' l_{min} \neq 0)$. L'espacement max (Art A.4.2.5)

$$S_t = A_t . f_e / 0,4 . b$$

$$S_t \leq \frac{0,9 . A_t . f_s}{b . \gamma_s (\tau_u - 0,3 . f_{tj})}$$

VIII -2.2.3. L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} \text{ Avec : } C_0 \geq 1cm \text{ (fissurations peu nuisible)}$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5cm \Rightarrow \phi = 2cm$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2.00 cm$$

On adopte: $c = 3 cm \Rightarrow$ Poutre secondaire $\Rightarrow d = h - c = 32$

Poutre principale $\Rightarrow d = h - c = 42$

Poutre noyée $\Rightarrow d = h - c = 32$

VIII -2.3. Identification et caractéristiques des poutres :

VIII -2.3.1. Identification des poutres :

La structure contient 3 types des poutres, nous avons procédé la numérotation à l'aide du robot :

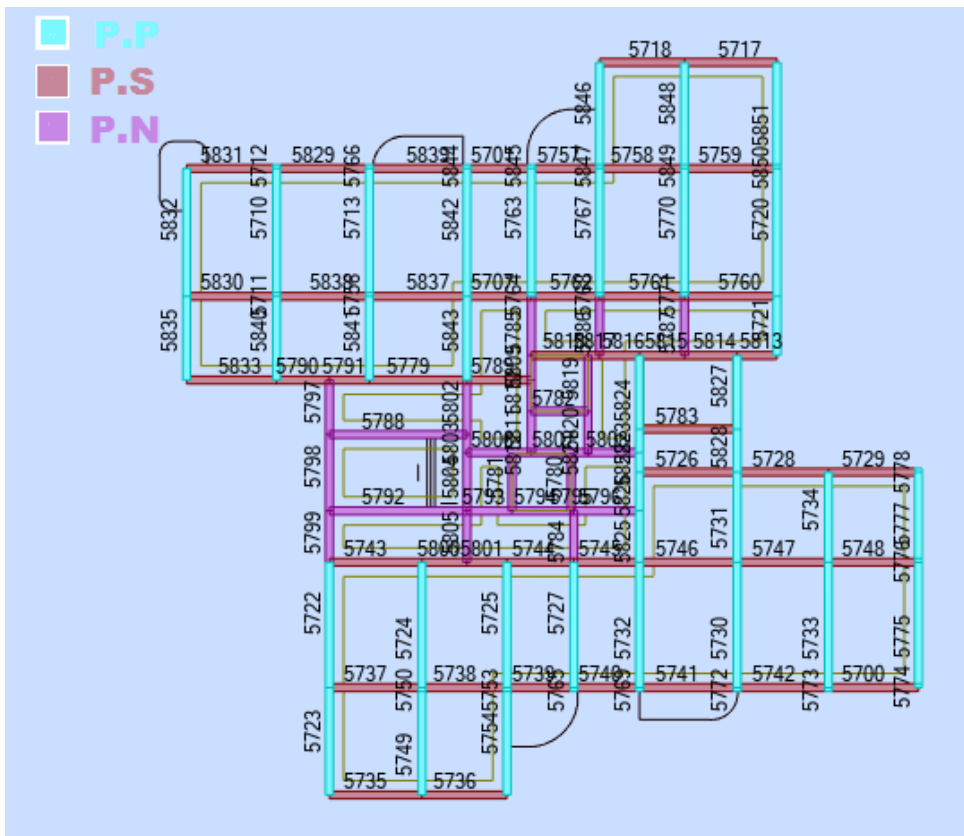


figure VIII-1 : identification et numérotation des poutres

Pour faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose les poutres de notre bâtiment en (03) zones :

- les niveaux (sous /sol-RDC) Zone 3
- les niveaux (étage courant) Zone 2

- le niveau (terrasse) Zone 1

On choisit les poutres les plus sollicitées pour le calcul de chaque zone

VIII -2.3.2. Caractéristiques des poutres:

	<i>h (cm)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
<i>Poutre principale</i>	45	30	42	14,2	348
<i>Poutre secondaire</i>	35	30	32	14.2	348
<i>Poutre noyée</i>	35	30	32	14.2	348

Tableau VIII-1 : caractéristique des poutres.

Matériaux	Caractéristiques	Situation du rable	Situation accidentelle	fissuration
Béton	$f_{c28}Mpa$	25	25	Peu préjudiciable
	g_b	1,5	1,15	
	s_bMpa	14,2	18.48	
acier	f_eMp	400	400	
	a			
	g_s	1,15	1	
	s_sMpa	348	400	

Tableau VIII-2 : caractéristique matériaux.

VIII -2.4. Calcul du ferrailage des poutres :

VIII -2.4.1. Poutres principales :

VIII -2.4.1. Poutres principales de terrasse :

Exemple de calcul manuel : on prend la poutre indiquée sur le plan comme un exemple de calcul manuel :

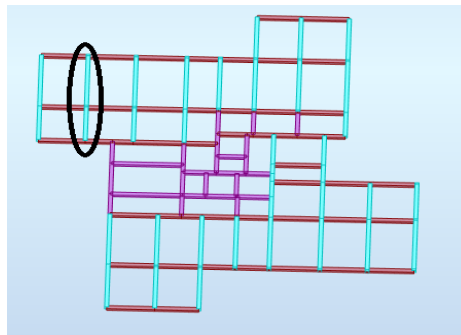


Figure VIII-2 : Identification du poutre calculée



Figure VIII-3 : Digramme de moments fléchissants sous combinaison $1.35G + 1,5 Q + 0.8T_{min}$

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

	<u>Combinaison</u>	<u>M En travée</u>	<u>M Sur appuis</u> <u>Nappe SUP</u>
ELU	$1.35G+1.5Q$	80.23	49.63
	$1.35G+1.5Q+0.8T_{max}$	48.00	75.53
	$1.35G+1.5Q-0.8T_{max}$	80.23	49.63
	$1.35G+1.5Q+0.8T_{min}$	102.44	40.02
	$1.35G+1.5Q-0.8T_{min}$	27.25	108.58
ELS	$G+Q$	46.70	41.48
	$G+Q+0.6T_{max}$	55.70	34.74
	$G+Q-0.6T_{max}$	58.91	36.07
	$G+Q+0.6T_{min}$	75.58	28.86
	$G+Q-0.6T_{min}$	80.49	19.19
ELA	$G+Q-VY$	44.59	65.08
	$G+Q+VY$	52.29	62.42
	$0.8G+VY$	38.80	49.62
	$0.8G-VY$	54.22	31.23

Tableau VIII-3 : Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot

VIII -2.4.1.1. Calcul des armatures longitudinales en travée :
($M_t \text{ max} = 1,35G+1,5Q+0,8T_{min}$)

➤ Calcul à ELU :

$$M_{ult} = 102.44 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ser} = 80.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_b * \gamma_b} = \frac{0.85 * 25000}{1 * 1.5} = 14166.66 \text{ Kn/m}^2$$

$$\mu = \frac{102.44 * 10^5}{30 * 42.5^2 * 14166.66} = \frac{10244000}{767620125} = 0.133 \leq 0.186 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{domaine 1}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400000}{1.5} = 347826.08$$

$$\alpha R = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.133)}) = 0.179$$

$$Z = (1 - 0.4 \alpha u)d = (1 - 0.4 * 0.179)42.5 = 39.45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z * \sigma_s} = \frac{102.44 * 10}{0.39 * 347.82} = 7.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.55 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T16 + 2T12 = 08.295 cm²**

➤ **Calcul à ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

$$\text{est vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Désignation	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Travée	0.179	102.44	80.49	1.27	25	0,385	C.V

Tableau VIII-4: Vérification à ELS pour les poutres principales en travée

➤ **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{RPa} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPa})$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Tableau récapitulatif :**

A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
08.29	1,35	6.75	1,52	08.29	3T16 + 2T12

Tableau VIII-5: Vérification de la section d'armature

VIII -2.4.1.2. Calcul des armatures longitudinales sur appui:

- Nappe supérieure :

($M_t max = 1,35G+1,5Q-0,8Tmin$)

$M_{ult} = 108.58KN.m$;

Désignation	M_{max} ($KN.m$)	μ	α_R	Z	$A^{cal}(cm^2)$
Appuis	108.58	0,141	0.195	39.18	8.00

Tableau VIII-6: Ferrailage de la poutre principale sur appui

On adopte $3T16 + 2T12 = 08.295 cm^2$

- Calcul à ELS :

Désignation	α	M_u ($N.m$)	M_{ser} ($N.m$)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	Condition
Appui	0.195	108.58	41.48	2.61	25	1.05	CV

Tableau VIII-7: Vérification la contrainte max du béton pour les poutres principale sur appui

➤ Vérification de section d'armature :

A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
-------------------------	--------------------------------	-------------------------------	--------------------------	-------------------------	---------------------------

08.29	1,35	6.75	1,52	08.04	3T16 + 2T12
-------	------	------	------	-------	-------------

Tableau VIII-8: Section d'armature adopté sur la nappe supérieur de l'appui des poutres principales à ELA

- Nappe inférieure:

➤ Calcul à EL A (0,8G-VY) :

Désignation	M_{max} (KN.m)	μ	α_R	Z	$A^{cal}(cm^2)$
Appuis	54.22	0,07	0.09	40.95	3.89

Tableau VIII-9: Armature longitudinale à ELA (0,8G ± E) des poutres principale sur appui

➤ Vérification de section d'armature :

Niveau	A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BAEL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A^{BAEL} (cm^2)	A (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
RDC - 12 ^{eme}	3.89	1,35	6.75	1,52	6.75	6.033 cm^2

Tableau VIII-10: Section d'armature adopté sur appui des poutres principales ELA
(0,8G ± E)

– Le pourcentage total maximum :

$A_{max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{max} = 0.04 * 30 * 45 = 54 \text{ cm}$ vérifiée

$A_{max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

$A_{max} = 0.06 * 30 * 45 = 81 \text{ cm}$ vérifiée

-Longueur minimale de recouvrement : 40 Ø en zone II-a.

$L = 40 * 16 = 64 \text{ cm}$

➤ VIII -2.4.1.3. Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

La contrainte tangente τ_u :

Selon ROBOT notre efforts tranchants max dans tous les combinaisons sont :

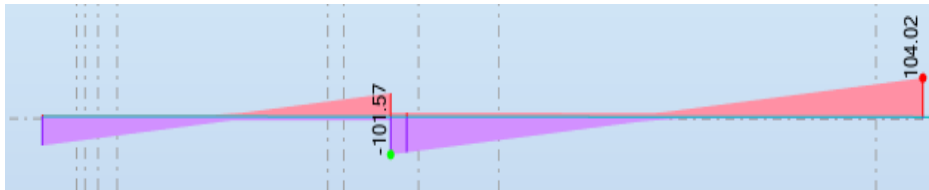


Figure VIII-4: diagramme des efforts tranchants maximums

$$T_u \text{ max} = 104.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{104020}{300 \cdot 420} = 0.82 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Section minimales d'armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \quad \text{BAEL91 (art A.7.2,2)}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l \right\} = 12.85 \text{ mm} \quad ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (de nuance FeE235)

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :**

✓ Dans la zone nodale: $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	11.75	22.5	90

VIII -2.4.1.4: Espacement des armatures transversales pour les poutres principales

.La section de ferrailage transversal (A_t) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):

- BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} \\ At \geq 0.4 \times 30 \times \frac{22.5}{235} = 1.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$
- RPA.99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.003 \times st \times b = 0.003 \times 22.5 \times 30 \Rightarrow At = 2.004 \text{ cm}^2 \\ At \geq \max (At^{BAEL} ; At^{RPA}) = At^{RPA} \\ At = 2.004 \text{ cm}^2 = 4\phi 8 \end{array} \right.$$

	A min		ARMATURE CALCULEE	
	BAEL	RPA	AS TENDU	As COMPRIMEE
EN APPUI	1.35	6.75	8.00=3T12+3T14	3.83=3T12
EN TRAVEE	1.35	6.75	7.55=3T12+3T14	2.14=3T12

Tableau VIII-11: tableau recapitulatif du ferrailage du poutre 1

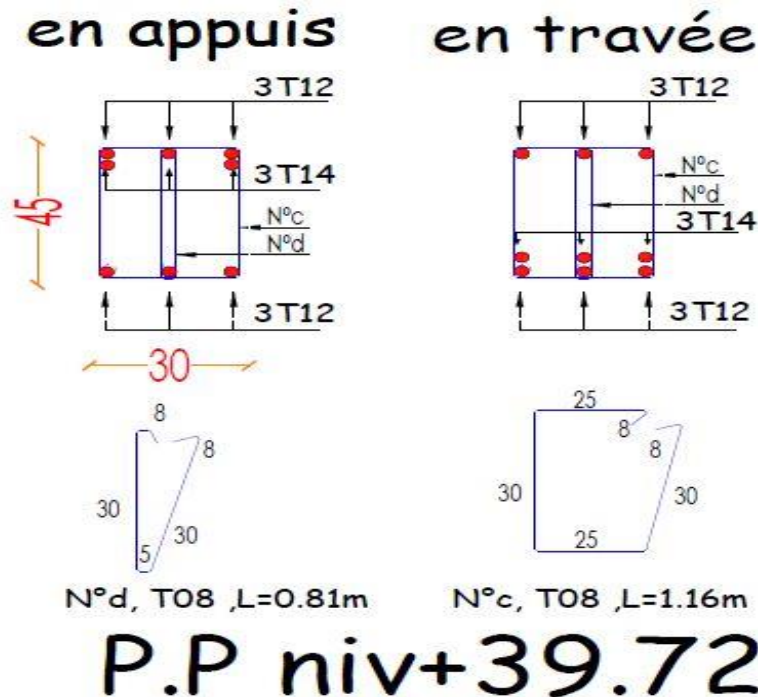


Figure VIII-5 : ferrailage du poutre principale niveau +39.72

VIII -2.4.2. Poutresprincipale de rive niveau +18.36 :

On prend la poutre indiquée sur le plan comme un exemple de calcul par robot expert :

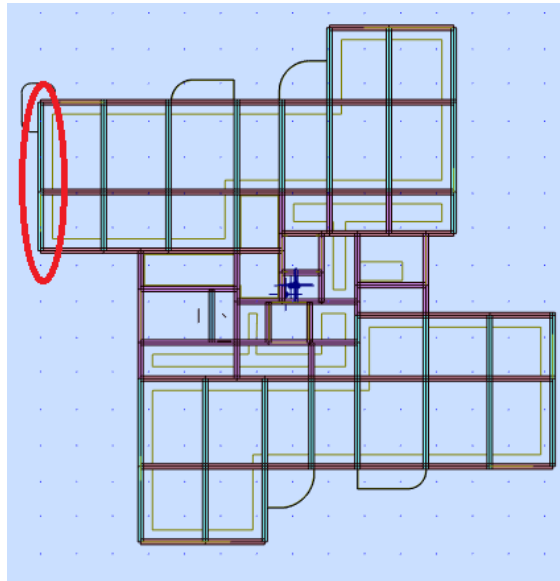


Figure VIII-6 : Identification du poutreprincipale de rive calculée

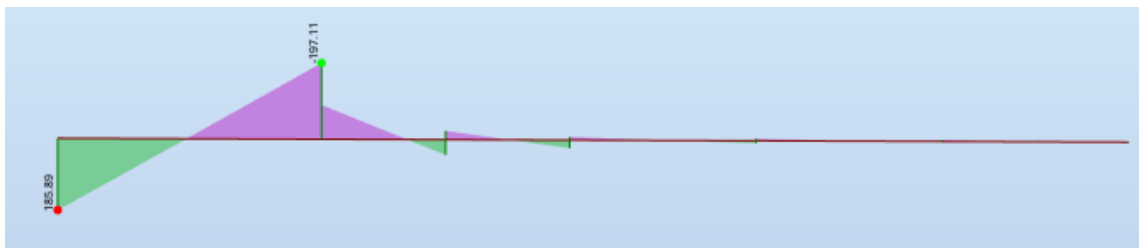


Figure VIII-7 : Digramme de moments fléchissant sous combinaison $1.35G + 1,5 Q + 0.8T_{min}$

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

	Combinaison	M En travée	M Sur appuis Nappe SUP
ELU	$1.35G+1.5Q$	24.08	-20.73
ELS	$G+Q+0.6T_{max}$	17.50	-15.06
ELA	$0.8G-V_x$	-168.06	160.93
	$G+Q+V_x$	197.11	-185.89

Tableau VIII-12 : Moments de la poutreprincipale de rive après l’analyse numérique par Robot

En travée :

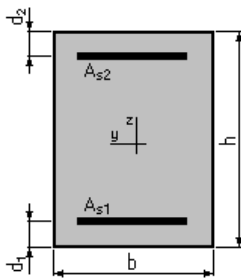
Le calcul par expert nous a donné la note de calcul suivante :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)
 $d_1 = 2,5$ (cm)
 $d_2 = 2,5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	24,08	0,00
Etat Limite de Service	17,50	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	197,11	-168,06

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique = **10,4 (cm²)** $A_{s1} = 12,5$ (cm²) Section théorique A_{s2}

Section minimum $A_{s \min} = 1,4$ (cm²)

théorique $\rho = 1,80$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 24,08$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,22 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 40,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,75$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 347,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 210,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 17,50$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 11,00
 Position de l'axe neutre: $y = 14,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 37,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 14,1$ (MPa)
 Comprimée: $\sigma_s' = 14,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_s \text{ lim} = 400,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 197,11$ (kN*m) $M_{min} = -168,06$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 40,0$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,74$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 147,9$ (MPa)

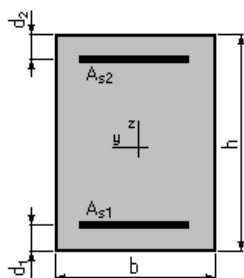
Enappui :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)
 $h = 45,0$ (cm)

$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	Mmax(kN*m)	Mmin(kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-20,73
Etat Limite de Service	0,00	-15,06
Etat Limite Ultime (Accidentel)	160,93	-185,89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique **As1 = 10,0 (cm2)** Section théorique **As2**
= 11,8 (cm2)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,71 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

vérification des armatures :

$$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^{\text{RPa}} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\text{min}}^{\text{RPa}} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{BAEL}} , A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} , A_{\text{min}}^{\text{RPa}})$$

➤ *Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) :*

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times 30 \times 42 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$A^{\text{BAEL}} \geq 1.52 \text{ cm}^2 : A_{\text{max}} = 4\% \text{ de la section totale en zone courant} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 6\% \text{ de la section totale en zone de recouvrement} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

	A min		ARMATURE CALCULEE	
	BAEL	RPA		
EN APPUI	1.35	6.75	AS TENDU	As COMPRIMEE
			11.8=4T16+3T14	10=5T16
EN TRAVEE	1.35	6.75	12.5=5T16+2T14	10.7=4T16+2T14

Tableau VIII-13: Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot

VIII -2.4.2.2. Vérification De La Contrainte De Cisaillement :

La contrainte tangente τ_u :

Selon ROBOT notre efforts tranchants max dans tous les combinaisons sont :

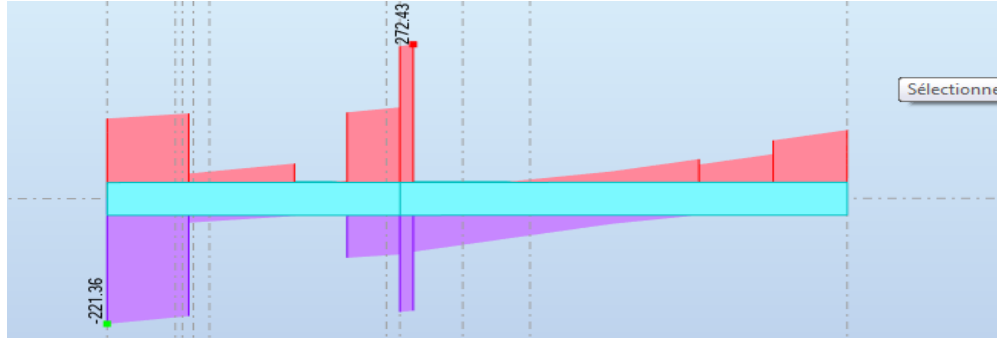


Figure VIII-8: diagramme récapitulatif des efforts tranchants extrêmes –poutre principale de rive

$$T_u \text{ max} = 272.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{272430}{300 \cdot 42.5} = 2.13 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

VIII -2.4.2.3. Section minimales d'armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \quad \text{BAEL91 (art A.7.2,2)}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{450}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l \right\} = 12.85 \text{ mm} \quad ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (de nuance FeE235)

➤ Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :

✓ Dans la zone nodale: $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	11.75	22.5	90

VIII -2.4.2.4: Espacement des armatures transversales pour les poutres principales

.La section de ferrailage transversal (A_t) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):

- **BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{22.5}{235} = 1.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$
- **RPA.99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 22.5 \times 30 \Rightarrow A_t = 2.004 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq \max(A_t^{BAEL} ; A_t^{RPA}) = A_t^{RPA} \\ A_t = 2.004 \text{ cm}^2 = 4\phi 8 \end{array} \right.$$

VIII -2.4.2.4.Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1):} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} = \frac{0.85M_o}{10M_o} \Rightarrow \frac{45}{438} = 0.09 > \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.V) \\ \mathbf{2):} \frac{A}{bo \cdot d} \leq \frac{4.1}{f_e} \Rightarrow \frac{12.5}{30 \times 42.5} = 0.009 < 0.0105 \quad (C.V) \\ \mathbf{3):} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{498} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

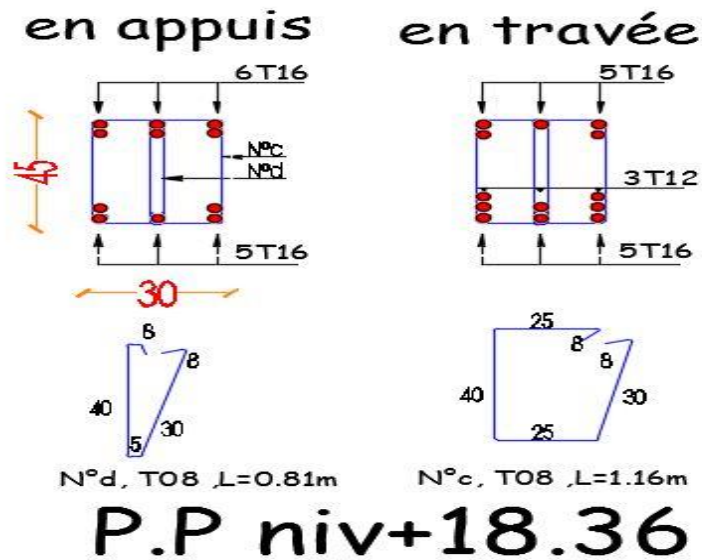


Figure VIII-9 : ferrailage du poutre principale niveau +18.36

VIII -2.4.1.3.Poutres noyée niveau terrasse:

Exemple de calcul par robot expert :

On prend la poutre indiquée sur le plan comme un exemple de calcul par robot expert :

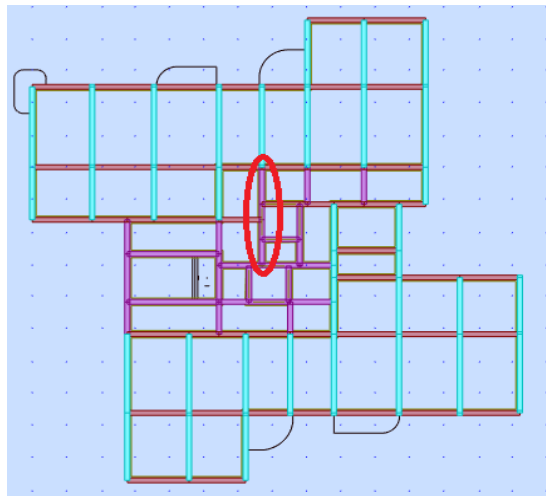


Figure VIII-10: Identification du poutrenoyée calculée

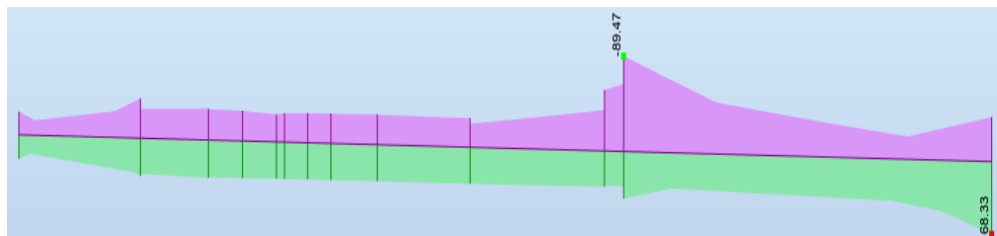


Figure VIII-11 : Digramme de moments fléchissantextrême de la poutre noyée

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

	<u>Combinaison</u>	<u>M En</u>	<u>M Sur</u>
--	--------------------	-------------	--------------

		<i>travée</i>	<i>appuis</i>
ELU	$1,35G + 1,5 Q - 0.8T_{min}$	-63.39	-11.04
	$1.35G + 1,5 Q + 0.8T_{min}$	32.91	55.96
ELS	$G + Q + 0.6 T_{min}$	24.55	-8.89
	$G + Q - 0.6T_{min}$	-46.67	41.36
ELA	$0.8G - V_x$	31.16	-31.16
	$G + Q + V_x$	-89.47	68.33

Tableau VIII-14 : Moments de la poutre noyée d'après l'analyse numérique par le Robot

En travée : Le calcul par expert nous a donné la note de calcul suivante :

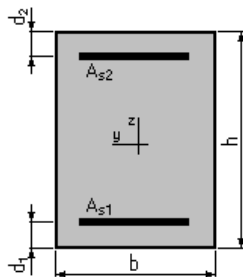
1. **Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. **Section:**



$b = 30,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 2,5$ (cm)

$d_2 = 2,5$ (cm)

3. **Moments appliqués:**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	32,91	-63,39
Etat Limite de Service	24,55	-46,67
Etat Limite Ultime (Accidentel)	31,16	-89,47

4. **Résultats:**

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 8,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,1$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1,25$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

En appui :

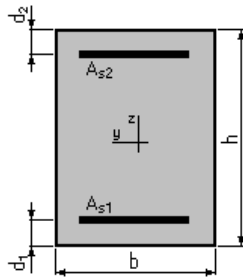
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 2,5$ (cm)

$d_2 = 2,5$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	55,00	-11,04
Etat Limite de Service	41,36	-8,89
Etat Limite Ultime (Accidentel)	68,33	-31,16

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 7,1$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 2,5$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1,1$ (cm²)

théorique $\rho = 0,98$ (%)

minimum $\rho_{\text{min}} = 0,11$ (%)

vérification des armatures :

BAEL91

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

RPA2003

$$A_{\text{min}}^{RPA} : 0.05 \cdot h \cdot b = 0.05 \cdot 35 \cdot 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum

$$: A_{\text{max}} = 4\% \text{ de la section totale en zone courant} = 0.04 \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 6\% \text{ de la section totale en zone de recouvrement} = 0.06 \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2$$

	A min		ARMATURE CALCULEE	
	BAEL	RPA		
EN APPUI	1.17	5.25	AS TENDU	As COMPRIMEE
			2.5=3T12	7.1=3T14+2T14
EN TRAVÉE	1.17	5.25	4.1=3T14	8.1=3T12+5T12

Tableau VIII-15 : Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot

VIII -2.4.3.2. Vérification De La Contrainte De Cisaillement :

La contrainte tangente τ_u :

selon ROBOT notre efforts tranchants max dans tous les combinaisons sont :

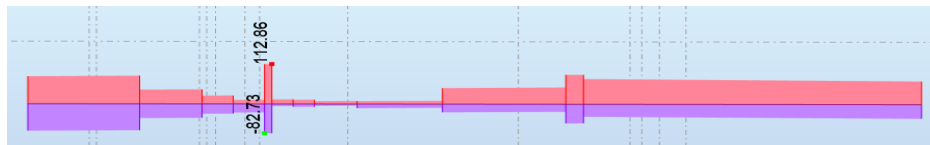


Figure VIII-12: diagramme récapitulatif des efforts tranchants extrêmes –poutre secondaire

$T_u \text{ max} = 112.86 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{1128.6}{30 \cdot 32.5} = 1.15 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$

VIII -2.4.3.3. Section minimales d'armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l \right\} = 10.00 \text{ mm} \quad ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (de nuance FeE235)

➤ Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :

✓ Dans la zone nodale: $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	8.75	17.5	70

VIII -2.4.2.3: Espacement des armatures transversales pour les poutres noyées

La section de ferrailage transversal (A_t) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):

- BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \\ A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{17.5}{235} = 0.89 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$
- RPA.99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 175 \times 30 \Rightarrow A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_t = 1.57 \text{ cm}^2 = 4\phi 8 \end{array} \right. \quad A_t \geq \max (A_t^{BAEL} ; A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

VIII -2.4.3.4.Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{1):} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} = \frac{0.85M_o}{10M_o} \Rightarrow \frac{35}{230} = 0.15 > \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.V) \\ \mathbf{2):} \quad \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.1}{f_e} \Rightarrow \frac{4.1}{30 \times 32.5} = 0.0042 < 0.0105 \quad (C.V) \\ \mathbf{3):} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{230} = 0.15 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

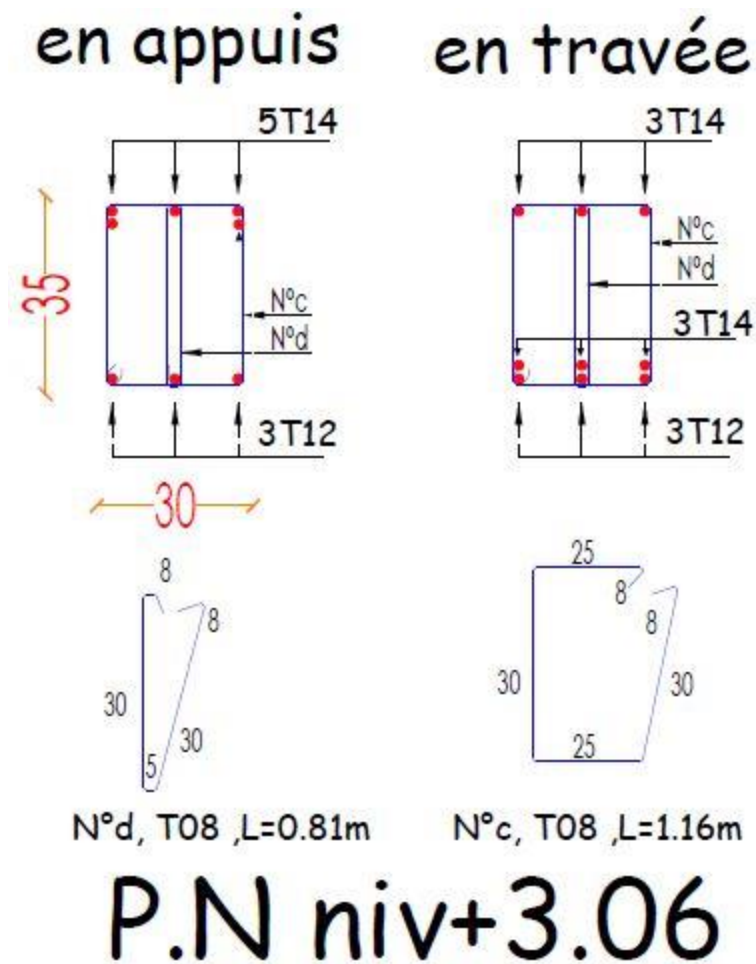


Figure VIII-13 : ferrailage du poutre noyée niveau +18.36

VIII -2.4.4. Poutres secondaire niveau 3.06 :

On prend la poutre indiquée sur le plan comme un exemple de calcul par robot expert :

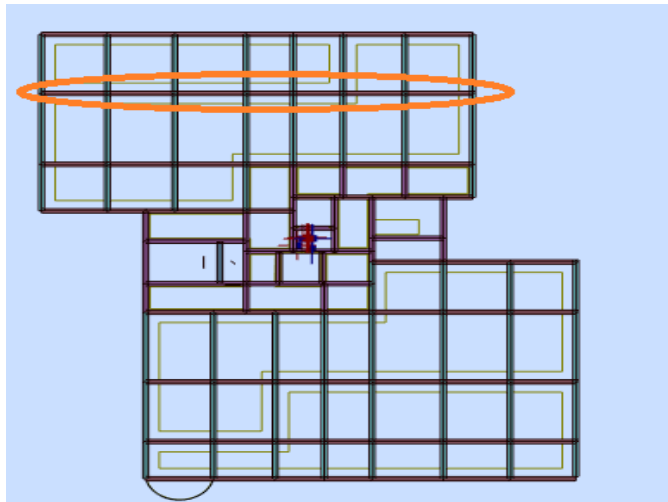


Figure VIII-14: Identification du poutre secondaire calculée

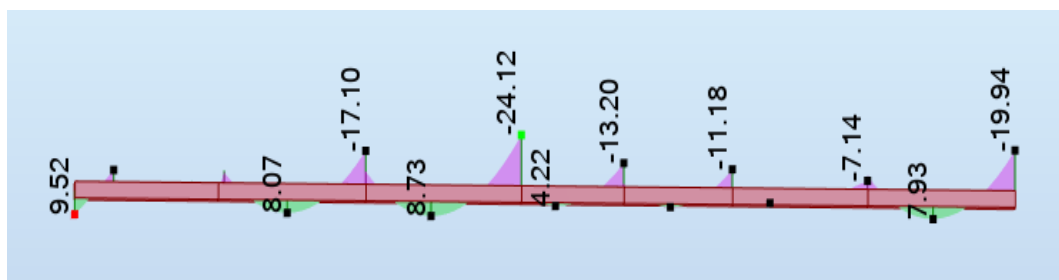


Figure VIII-15: Diagramme de moments fléchissants à l'ELU de la poutre secondaire

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

	<u>Combinaison</u>	<u>M En travée</u>	<u>M Sur appuis</u>
ELU	$1,35G + 1,5 Q$	8.73	-24.12 9.52
ELS	$G + Q$	5.97	-17.78 6.87
ELA	$G + Q + V_x$	10.56 -10.56	-46.70 54.01

Tableau VIII-16 : Moments des poutres secondaires d'après l'analyse numérique par le Robot

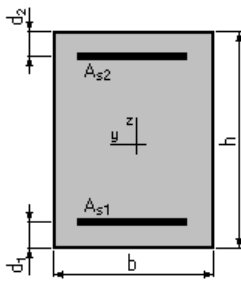
En travée : le calcul par expert nous a donné la note de calcul suivante :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 400,0$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$
 $h = 35,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	Mmax(kN*m)	Mmin(kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	8,73	0,00
Etat Limite de Service	5,97	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	10,56	-10,56

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique A_{s2}
 $= 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0,23 \text{ (\%)}$
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)}$

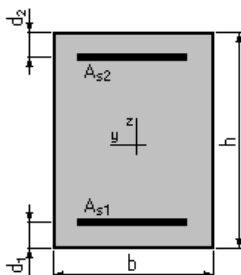
en appui :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



b = 30,0 (cm)
 h = 35,0 (cm)
 d₁ = 2,5 (cm)
 d₂ = 2,5 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	9,52	-24,12
Etat Limite de Service	6,87	-17,78
Etat Limite Ultime (Accidentel)	54,01	-46,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{S1} = 4,4 (cm ²)	Section théorique	A _{S2} = 3,7 (cm ²)
Section minimum	A _{S min} = 1,1 (cm ²)		
théorique	ρ = 0,83 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,11 (%)		

vérification des armatures :
BAEL91

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} \geq 1.52 \text{ cm}^2$$

RPA2003

$$A_{min}^{RPA} : 0.05 \times h \times b = 0.05 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum

:A_{max} = 4% de la section totale en zone courant = 0.04*30*35= 42 cm²

A_{max} = 6% de la section totale en zone de recouvrement=0.06*30*35= 63 cm²

	A min		ARMATURE CALCULEE	
	BAEL	RPA		
EN APPUI	1.17	5.25	AS TENDU	As COMPRIMEE
			3.7=3T12+2T12	4.4=3T12+2T12
EN TRAVEE	1.17	5.25	1.1=3.393=3T12	1.1=3.393=3T12

Tableau VIII-17: Moments de la poutre d'après l'analyse numérique par le Robot

VIII -2.4.4.2. Vérification De La Contrainte De Cisaillement :

La contrainte tangente τ_u :

Selon ROBOT notre efforts tranchants max dans tous les combinaisons sont :

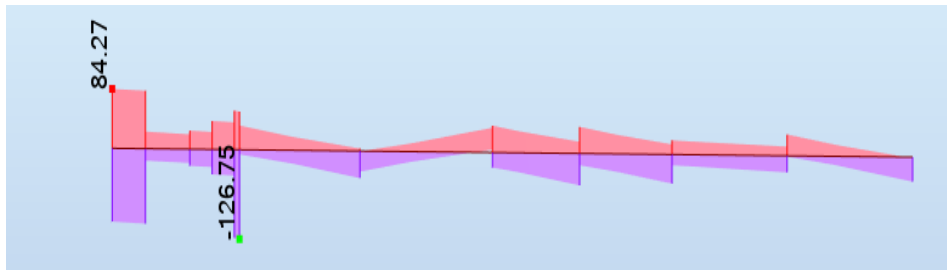


Figure VIII-16 : diagramme récapitulatif des efforts tranchants extrêmes –poutre secondaire

$$T_u \text{ max} = 126.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{12675}{30 \times 325} = 1.30 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{BAEL91 (art. A.5.1.2.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VIII -2.4.4.3. Section minimales d'armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; \phi_l \right\} = 10.00 \text{ mm} \quad ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (de nuance FeE235)

➤ **Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :**

✓ Dans la zone nodale: $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	8.75	17.5	70

VIII -2.4.2.3: Espacement des armatures transversales pour les poutres noyées

La section de ferrailage transversal (A_t) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):

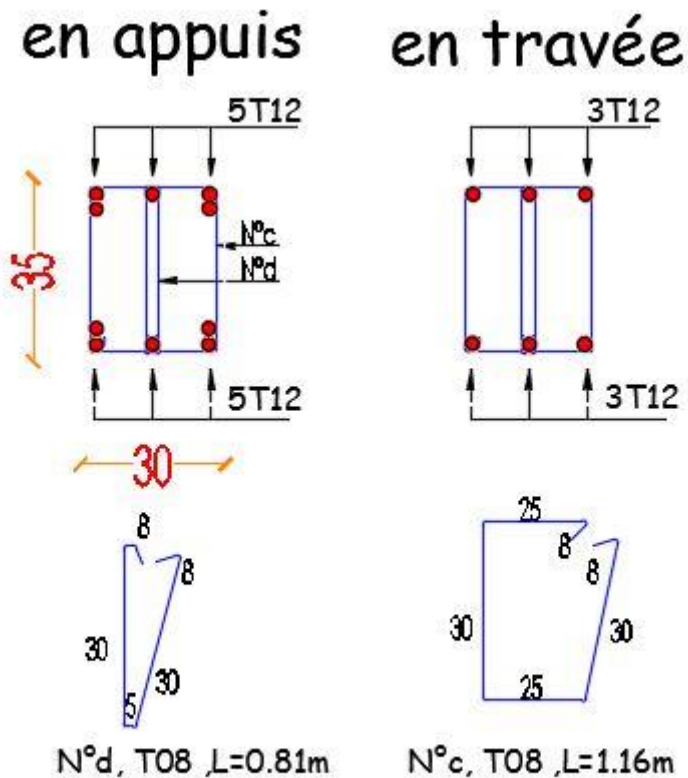
- BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.4 \times b \times \frac{St}{f_e} \\ At \geq 0.4 \times 30 \times \frac{17.5}{235} = 0.89 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$
- RPA:**

$$\left\{ \begin{array}{l} At \geq 0.003 \times st \times b = 0.003 \times 175 \times 30 \Rightarrow At = 1.57 \text{ cm}^2 \\ At \geq \max (At^{BAEL} ; At^{RPA}) = At^{RPA} \\ At = 1.57 \text{ cm}^2 = 4\phi 8 \end{array} \right.$$

VIII -2.4.4.4. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_o} = \frac{0.85M_o}{10M_o} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.09 > \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.V) \\ 2) : \frac{A}{bo \cdot d} \leq \frac{4.1}{f_e} \Rightarrow \frac{3.4}{30 \times 32.5} = 0.0034 < 0.0105 \quad (C.V) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$



P.S niv+3.06

Figure VIII-17 : ferrailage du poutre secondaire niveau +3.06

VIII -6- FERRAILLAGE DES VOILES :

VIII -6- 1.introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) , ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- *Armatures verticales*
- *Armatures horizontales*
- *Armatures transversales*

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones:

- *Zone I □ Niveaux S-SOL ,RDC, 1 et 2*
- *Zone II □ Niveaux 3, 4 , 5 ,7 ,8*
- *Zone III □ Niveaux 9, 10 ,11 et 12*

VIII -6.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- *Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.*
- *Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.*

VIII -6. 3. Les avantages des voiles

- *Leur présence limite les déformations latérales.*
- *Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.*
- *Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.*

Le flambement des trumeaux :

Selon le RPA concernant les trumeaux, ils se calcul uniquement dans une seule direction, on peut dire que cette procédure est pas juste, parce que les voiles de faible dimensions sont toujours dans le risque de flambement sous les efforts verticaux et le danger dans le sens transversale existe aussi, alors la vérification vis-à-vis au flambement est nécessaire

VIII -6. 4. Les états de vérification : (ELU, ELS, ELA) et les Combinaisons :

L'ELU :

- résistance
- Stabilité de forme (flambement)

Le flambement est beaucoup plus pénalisant que la résistance alors on procède juste la vérification vis-à-vis au flambement

L'ELS :

- la compression ($\leq 0.06 f_c$)
- La flèche (pas pour les voiles)
- Fissuration (les voiles ne sont pas concernés)

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

ELU : $1,35G + 1,5Q \pm 0,8T$ ou $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q \pm 0,6 T$ ou $G + Q$

ELA : $G + Q + E$

$0,8G + E$

VIII -6. 5. Les règles à utiliser

Les règles à suivre sont CBA 93 ou BAEL 91 et DTU 23.1 (béton banché) ; Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A

Principes avant vérification : Selon RPA

- * $L \geq 4a$ on le calcul comme voile sinon c'est un poteau
- * Epaisseur $\geq 15cm$ sinon on le prend pas comme élément structural dans le calcul du séisme

VIII -6. 7. Prescriptions imposées le RPA99

-Aciers verticaux :

*Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

*Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.

*Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

*A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

*Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

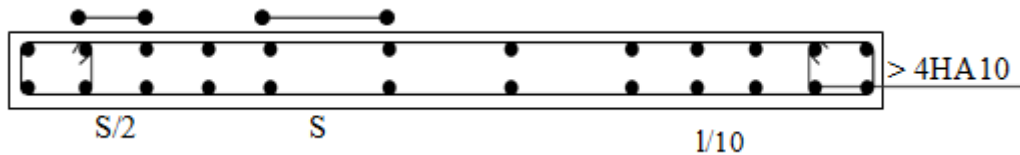
En zone courante 0.1 %.

Globalement dans la section du voile 0.15 %.

*L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 a.$$

$$S \leq 30 \text{ cm.}$$



-Aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

Aciers transversaux

Les armateurs transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

a. L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5.e \text{ Article 7.7.4.3 RPA}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

b. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

d. Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

-40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

-20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VIII -6. 8. Hypothèse pour le calcul des voiles :

Pour le but d'assurer la stabilité de notre bâtiment en cas de séisme , nous avons procédé de calcul des voiles d'une façon où les voiles seules peuvent supporter la totalité des efforts sismique sans compter sur les portique (en cas d'une chute de résistance ou plastification des poteaux a cause du séisme)

Suite à ce principe nous avons créé un facteur pour augmenter la participation des voiles dans les efforts sismique horizontaux de 67% jusqu'à 100% dans le sense X, et de de 60% jusqu'à 100% dans le sence y

Facteur selon x : $5014,46/4985,43 = 1.006$

Facteur selon y : $5582,83/5563,74 = 1.003$

VIII -6. 9. Exemple de calcul des voiles :

VIII -6. 9.1. Calcul manuel :

On prend le voile sélectionné comme un exemple de calcul par la méthode par bandes

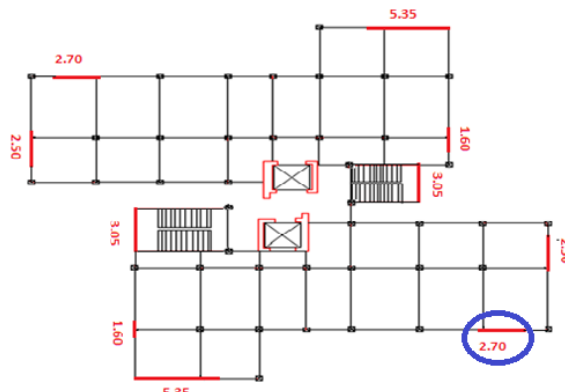


Figure VIII-18: identification du voile calculé par la methode par bandes

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

$L = 2.70 \text{ m} , e = 20 \text{ cm} I = 0,328 \text{ m}^4 B = 0.54 \text{ m}^2 V = V' = L / 2 = 1.35 \text{ m}$

D'après le robot , lessollicitations obtenues dans ce voile sont :

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)
1	ELU	ELU	2457,35	184,5	116,69
2	G+Q+Vx	ACC	1041,27	1601,67	360,98
3	G+Q-Vx	ACC	2559,93	-1332,34	-190,8

4	G+Q+Vy	ACC	1431,24	55,29	44,52
5	G+Q-Vy	ACC	2169,96	214,05	125,67
6	0.8G+Vx	ACC	1041,27	1601,67	360,98
7	0.8G-Vx	ACC	2559,93	-1332,34	-190,8
8	0.8G+Vy	ACC	929,59	13,97	17,78
9	0.8G-Vy	ACC	1668,31	172,73	98,93

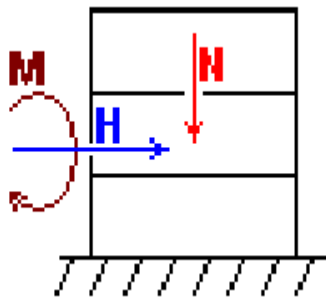
1- vérification a ELU :

La combinaison la plus défavorable est : $1.35 G + 1.5 Q$

Après calcul on a eu les résultats suivantes :

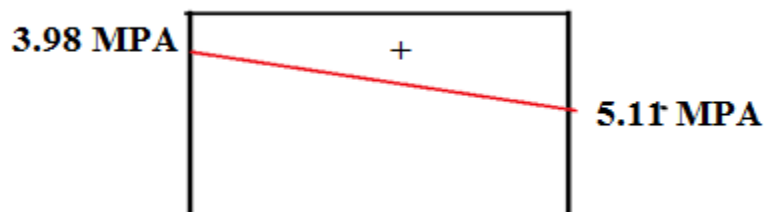
$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2457,35kn \\ M_u = 184,5kn.m \\ V_u = 116,69kn \end{array} \right.$$

Dans le sens rigide (longitudinal) flexion composé , On calcul la contrainte :



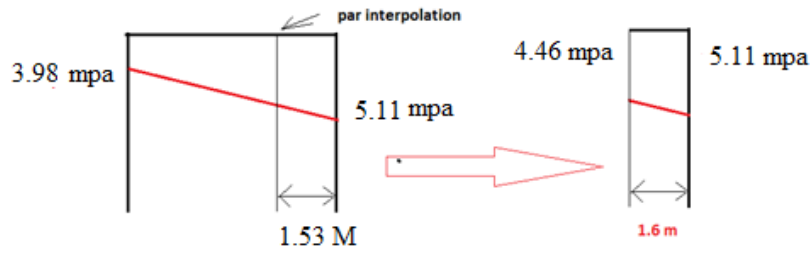
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N_u}{B} + \frac{M_u \cdot e}{I} = 5.11 mpa \\ \sigma_{min} = \frac{N_u}{B} - \frac{M_u \cdot e}{I} = 3.98 mpa \end{array} \right.$$

σ_{max} et $\sigma_{min} > 0$ veut dire que la section est totalement comprimée mais pas uniforme selon DTU 23.1 : on utilise ' la méthode par bandes '



La bande $b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 * L_e \text{ (longueur comprimée)} = 2 * 2.7 / 3 = 1.80 \text{ m} \\ 1/2 * H_e \text{ (hauteur d'étage)} = 3.06 / 2 = 1.53 \text{ m} \dots \dots \text{ok} \end{array} \right.$

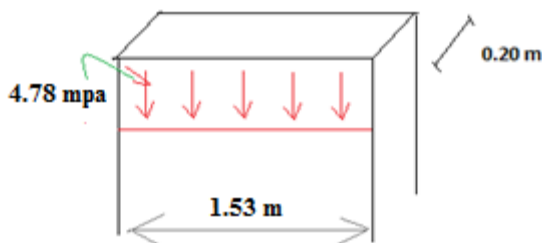
On prend : 1.53 m



$$\sigma_{moy} = \frac{5.11 + 4.46}{2} = 4.78 \text{ mpa}$$

vérification :

on calcule les nouvelles valeurs (Nu , Mu , Vu) selon la nouvelle section (1.53*0.2) :



$$Nu = 4.78 * 1.53 * 0.20 = 1.46 \text{ MN} = 1460 \text{ KN}$$

1-1-Vérification au flambement :

A l'ELU : les voiles sont sous compression alors les seul risque est le flambement

Alors il faut que le voile reste stable sous l'effet des charges verticaux (vérification du flambement) selon le même principe de méthode approché de calcul des poteaux sous charge vertical

Selon BAEL 91 (CBA93) : $L_f = K_f * L$ / K_f = coeff du flambement

Selon DTU 32.1 Voile intermédiaire $K_f = 0.8$

Voile de rive $K_f = 0.85$

$L = H \text{ étage} - H \text{ poutre}$ (ou H_e directement)

- Longueur du flambement : $L_f = 0.85 * 3.06 = 2.60 \text{ m}$
- Rayon d'orientation $i = \sqrt{I/S}$

$I = b * h^3 / 12$l'inertie
$S = b * h$la section

$$i = \sqrt{(1.53 * 0.2^3 / 1.53 * 0.2 * 12)} = 0,057 \text{ m}$$

- l'elencement: $\lambda = \frac{L_f}{i} = 2.60 / 0.057 = 45.61 \leq 80$ **Vérifié**

λ ne dépasse pas 80 alors selon BAEL on peut appliquer la méthode approchée

Deréduction de l'effort normal dans la section :

$\lambda \leq 50$
 limites de BAEL } \rightarrow on calcul le facteur de réduction de la charge
 de résistance(notre cas)
 $50 \leq \lambda \leq 80$

L'équation pour lim 1 : $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ alors : $\alpha = 0.64$ (36 % de réduction)

calcul de l'effort de compression limite que la section peut supporter (flambement) :

$$\tilde{N}u = \alpha [Br * fbc + As * fe]$$

Br : section de béton (sans contact avec coffrage)
 $= 1.53 * 0.18 = 0.275 \text{ m}^2$
 α : Réduction = 0.64
fbc = $\frac{fc}{0.9 * \gamma_b}$: contrainte de béton / $\gamma_b = 1.5$ a l'ELU
 $fbc = 25 / (0.9 * 1.5) = 18 \text{ mpa}$
(As * fe) : négligé a la compression

$\tilde{N}u = 0.64 [0.275 * 18] = 3.17 \text{ MN} = 3170 \text{ KN}$

Condition de non flambement : $Nu = 1460 \text{ KN} \leq \tilde{N}u = 3170 \text{ KN} \dots$ vérifiée **Pas de risque du flambement**

(NB : si la condition n'est pas vérifiée on doit augmenter la section avant de passer au calcul sismique)

1-2- Vérification de la résistance :

Le voile est vérifiée du au flambement alors la résistance est automatiquement vérifiée

1-3-Vérification Vis-à-vis aux efforts tranchant :

$Vu = 116,69 \text{ KN}$ (al'ELU)

On calcul la contrainte de cisaillement du voile :

$\tau_u = \frac{Vu}{b*d} = \frac{Vu}{b*0.9*h} = \frac{116.69 \text{ kn}}{0.9*2.7*0.2} = 0.23 \text{ mpa}$

Selon BAEL si $\tau_u > 0.06 fc / \gamma_b \rightarrow$ les armatures transversal seront calculés a l'ELU
 $\tau_u < 0.06 fc / \gamma_b$ } les armatures transversal sont mises pour construction

Notre cas : $\tau_u = 0.23 \text{ mpa} < 0.06 fc / \gamma_b = 0.06 * 25 / 1.5 = 1 \text{ mpa} : \dots \dots$ 2eme cas

Armatures pour construction et pas de calcul..... Vérifiée

2- vérification a ELS :

- on vérifie que le matériau ne sort pas de son domaine élastique ($\sigma b \max \leq 0.6 fc$)

$$Ns = 1740 \text{ KN}$$

$$Ms = 134.67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma b \max = \frac{Ns}{B} + \frac{Ms \cdot v}{I} = 3.77 \text{ MPA} \dots \dots \text{ (on calcul pas les armatures comprimés)}$$

$$\text{Limite : } \sigma' b = 0.6 fc = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ mpa}$$

$$\sigma b \max = 3.77 \text{ mpa} \leq \sigma' b = 15 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{ELS vérifiée}$$

ELU Vérifiée

ELS Vérifiée

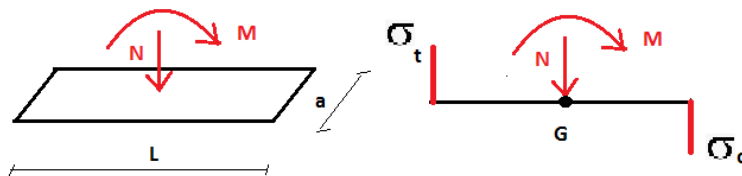
Donc, on passe a la vérification du voile a l'ELA (sismique)

3- vérification a ELA :

3-1- calcul des armatures selon le cas le plus défavorable (08G-Vx) :

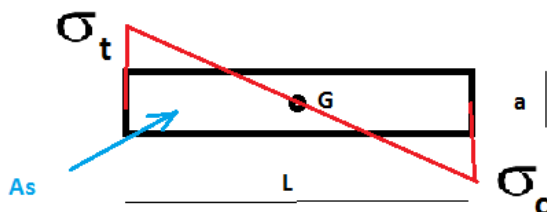
Dans le cas des voiles, les armatures sont réparties le long du voile, donc la méthode classique de calcul de ferrailage n'est pas appliquée

Pour ce cas de calcul on utilise la méthode de calcul par bandes (méthode par contrainte) qui permet de calculer la contrainte sur chaque point a niveau du voile

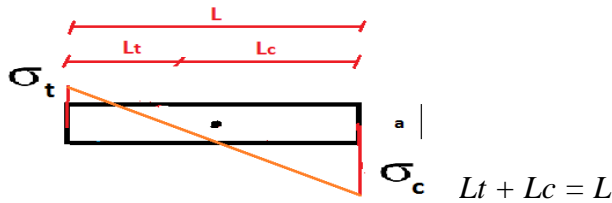


$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= \frac{N}{B} - \frac{M \cdot L/2}{I} \\ \sigma_c &= \frac{N}{B} + \frac{M \cdot L/2}{I} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} B &= L \cdot a \\ I &= \frac{a \cdot L^3}{12} \end{aligned}$$

L'état de contrainte :



Pour calculer As on utilise la combinaison 0.8 G + E(RPA)



$$N = 2058.27 \text{ kn} \quad M = -1373.66 \text{ kn.m} \quad V = -217.53 \text{ kn}$$

$$L = 2.70 \text{ m}, \quad e = 20 \text{ cm} \quad I = 0,328 \text{ m}^4 \quad B = 0.54 \text{ m}^2 \quad V = V' = L/2 = 1.35 \text{ m}$$

Étapes de calcul :

1- On calcul les contraintes selon les lois :

$$\sigma_t = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot L/2}{I} = \frac{2058.28}{0.54} + \frac{1373.66 \cdot 2.70/2}{0.328} = 3811.62 + 5653.78 = 9.46 \text{ mpa}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot L/2}{I} = \frac{2058.28}{0.54} - \frac{1373.66 \cdot 2.70/2}{0.328} = 3811.62 - 5653.78 = -1.84 \text{ mpa}$$

La section est partiellement tendue

2- après calculer (σ_c et σ_t) on peut déterminer les longueurs (L_c et L_t)

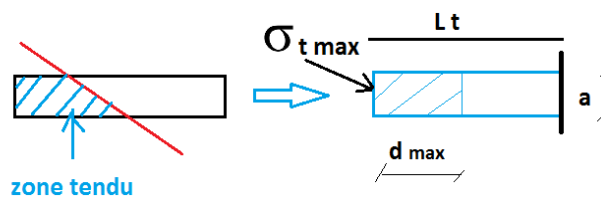
3- on commence par la détermination du longueurs (L_c)

$$\frac{L_c}{L} = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} = L_c = \frac{\sigma_c}{\sigma_c + \sigma_t} * L = 0.43 \text{ m}$$

4- $L_t = L - L_c = 2.7 - 0.43 = 2.27 \text{ m}$

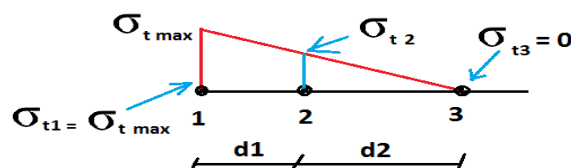
5- La méthode par bande :

Ce qui nous concerne pour le calcul de ferrailage est la zone tendu, et dans cette zone on ne calcul pas l'effort dans la zone globale mais on utilise la méthode de calcul par bande



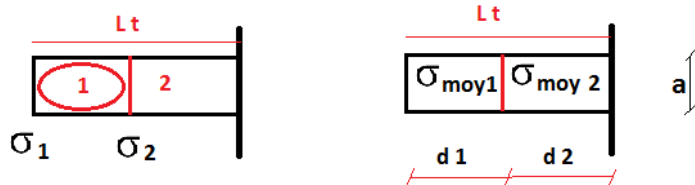
$$d_{max} \leq \begin{matrix} 2/3 L_c = 0.28 \text{ m} \\ H_e/2 = 1.53 \text{ m} \end{matrix}$$

$D_{max} = 0.25 \text{ m}$ donc : $d_1 = 0.25 \text{ m}$ et $d_2 = L_t - d_1 = 2.02 \text{ m}$



$$\sigma_{t2} = \sigma_{tmax} * \frac{d_2}{L_t} = 9.46 * 2.02/2.27 = 8.41 \text{ mpa}$$

5-1-On calcul la contrainte moyenne dans les sections du bande 1 et 2 :



$$\sigma_{moy1} = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 = 8.93 \text{ mpa} \quad \sigma_{moy2} = (\sigma_2 + 0) / 2 = 4.20 \text{ mpa}$$

5-2-On calcul les efforts :

$$F_{td1} = \sigma_{m1} * (a * d1) = 8.93 (0.2 * 0.25) = 440 \text{ kn}$$

$$F_{td2} = \sigma_{m2} * (a * d2) = 4.20 (0.2 * 0.2.02) = 1690 \text{ kn}$$

5-3- on calcul la section des armatures :

Asd1 dans la bande 1

Asd2 dans la bande 2

On utilise la loi de traction : $\gamma_s = 1$ (séisme)

$$Asd1 = F_{td1} / f_e = F_{td1} / f_e = 440 / 40 = 11 \text{ cm}^2$$

$$Asd2 = F_{td2} / f_e = F_{td1} / f_e = 1690 / 40 = 42.25 \text{ cm}^2$$

3-2-vérification du contraintes de compression selon G+Q-VX :

Pour la vérification du contraintes de compression, on utilise les mêmes équations sauf qu'on doit tenir compte de **G + Q + E**

$$N = 2559,93 \quad M = -1332,34 \quad V = -190,8$$

➤ Longueur du flambement : $L_f = 0.85 * 2.61 = 2.21 \text{ m}$
 $i = \sqrt{(2.7 * 0.2^3 / 2.7 * 0.2 * 12)} = 0.0216 / 6.48 = \sqrt{0,003} = 0.057$

➤ l'élanement: $\lambda = \frac{L_f}{i} = 2.21 / 0.057 = 38.77 \leq 80 \dots \dots \dots$ **Vérifié**

$\lambda \leq 50 \rightarrow$ on calcul le facteur de réduction de la charge limites de BAEL de résistance....(notre cas)

$50 \leq \lambda \leq 80$

L'équation pour Lim 1 : $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ alors : $\alpha = 0.64$ (36 % de réduction)

Calcul de l'effort de compression limite que la section peut supporter (flambement) :

$$\tilde{N}_u = 0.64 [0.275 * 18] = 3.17 \text{ MN} = 3170 \text{ KN}$$

Condition de non flambement : $N_u = 2559,93 \text{ KN} \leq \tilde{N}_u = 3170 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée}$

3-2- Vérification de la résistance :

Le voile est vérifiée du au flambement alors : la résistance est automatiquement vérifiée

Vérification de cisaillement : selon 'G+Q+VX'

$$V = 360.98 \text{ kn}$$

Selon le RPA 99 V2003art (7.7.2)

$$\tau_b < \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_{u \text{ calcul}}}{b_0 \times d}$$

Avec :

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile = 0.9 h.

h : hauteur total de la section brute.

V_u : effort tranchant à la base du voile.

$$\tau_u = V_u / (b * d) = V_u / (b * 0.9 * h) = (360.98 \text{ kn}) / (0.9 * 2.7 * 0.2) = 742.75 \text{ kn/m}^2 = 0.74 \text{ mpa}$$

Selon BAEL si $\tau_u > 0.06 f_c / \gamma_b$ les armatures transversal seront calculés a l'ELU

$\tau_u < 0.06 f_c / \gamma_b$ armatures transversal sont mises pour construction

Notre cas : $\tau_u = 0.23 \text{ mpa} < 0.06 f_c / \gamma_b = 0.06 * 25 / 1.5 = 1 \text{ mpa}$:2 eme cas

Armatures pour construction et pas de calcul..... Vérifiée

4-Disposition de la section d'aciers :

4.1. Ferrailage vertical des voiles :

Après le calcul et les vérifications, on a eu des sections des armatures sur les bandes :

AS1= 11 cm² a disposé dans une bande de 25 cm

AS2= 42.25 cm² a disposé dans une bande de 202 cmAS/ml = 20.91 cm²/ml.

Armature minimale de RPA99 (v2003) :

✓ Dans la zone tendue d'après le RPA99/version 2003 (art 7.7.4.1)

$$A^{RPA}_{min} = 0.2 \% b L_t$$

b : épaisseur de voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A^{RPA}_{min} = 0,002 \times 0,20 \times 2.27 = 9.08 \text{ cm}^2$$

$$A^{RPA} / \text{ml} = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

✓ Dans la zone courante d'après le **RPA99/version 2003(art 7.7.4.3)** :

$$A_{min} = 0.15 \% b L$$

L : longueur de voile.

$$A_{min} = 0.0015 \times 0,20 \times 2.7 = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/ml = 3 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A = \max (A_s ; A_{min} ; A_{RPA})$$

$$A = 20.91 \text{ cm}^2/ml.$$

Choix de ferrailage :

En bande 1 (raidisseur) : 8HA14 ($A_s = 12,31 \text{ cm}^2$).

En zone courante : 3HA14 ($A_s = 4.61 \text{ cm}^2$).

En zone tendue : 14HA14 ($A_s = 21.54 \text{ cm}^2$).

✓ **L'espacement :**

En zone courante : $St \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$St = 30 \text{ cm.}$$

En zone tendue :

$$St_a = \frac{St}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Ferrailage horizontal des voiles :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$Vu = 360.98 \text{ kN.}$$

$$\tau_b = 0.74 \text{ MPa.}$$

La section d'armature est déterminée par le **C.B.A 93 (art A.5.1.2.3)** comme suit :

$$\frac{At}{b_0 \times St} \geq \frac{\tau - 0.3 f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e}$$

k : 0 pour prendre en compte la reprise de bétonnage.

$$St \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{RPA99/ version 2003 (art 7.7.4.3)}$$

On adopter $St = 20 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{(\tau - 0.3 f_{t28} \times k) b_0 \times St}{0.8 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.74 \times 0.2 \times 0.20}{0.8 \times 400} \times 10^4 = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min}(RPA) = 0,10\% \times b_0 \times L = 5.40 \text{ cm}^2 (\text{pour les deux faces})$$

$$A_{t \min}(RPA)/ml = 2.0 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des barres :**

$A_s = 2.0 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow$ Soit: 5HA12/ml donc $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ ml/face}$.

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \text{ avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 360.98}{400 \times 10^{-1}} \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 13.89 \text{ cm}^2$$

Plan de ferrailage du voile 1 :

Nous avons 2 choix pour ferrailer ce voile :

Choix n 01 : par la création d'un raidisseur dans la bande 1 (30 cm) , ce choix est le meilleur pour les travaux de coffrage (le raidisseur a la meme largeur que les poutres)

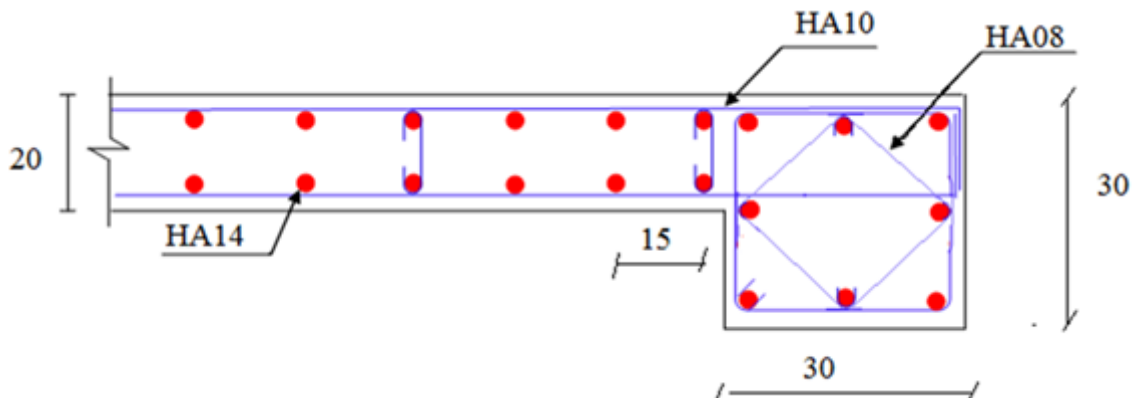


Figure VIII-19: ferrailage du voile – 1^{er} choix

Choix n 02 : on garde l'épaisseur du radier en respectant le règlement de l'RPA pour les zones nodales

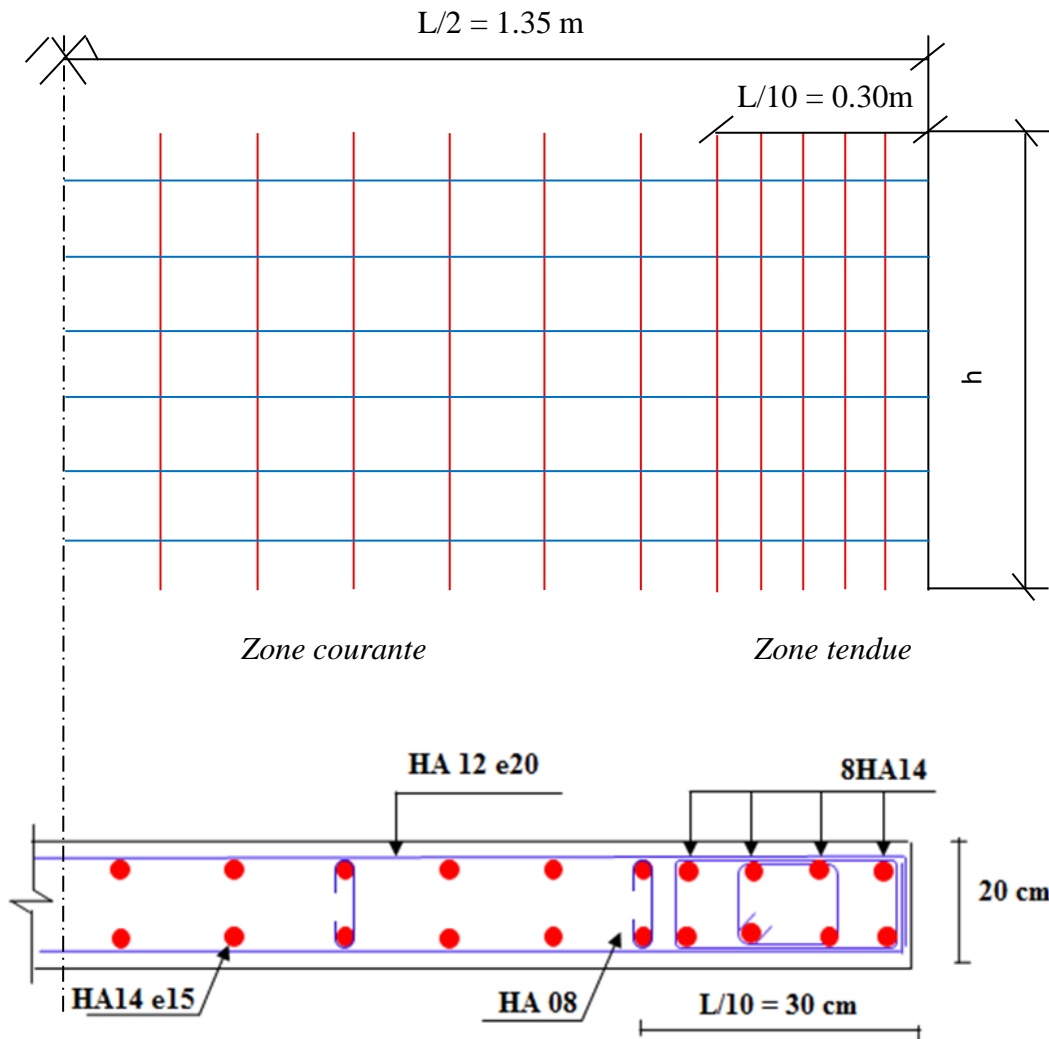


Figure VIII-20: ferrailage du voile – 2^{ème} choix

VIII.5. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M .

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

VIII.5.1. Armature longitudinal :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- $A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 4\%$ en zone courante.
- $A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\%$ en zone recouvrement.
- $A_{min} = A_s > 0,8\%b.h$ (zone IIa)
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface du poteau est de 25 cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

- N max, M correspondant ;
- M max, N correspondant ;
- N min, M correspondant.

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Les résultats sont tirés à partir des fichiers du "ROBOT", sous les combinaisons de calcul :

➤ **Selon BAEL 91 :**

- E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q \pm 0,8T$ (N max, M correspondant);

➤ **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle

- $G + Q + 1.2 E$ ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- $0.8G \pm E$ ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

➤ **Etat limite ultime de résistance BAEL91 (art a.4.3) :**

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque:

$$\square \frac{L_f}{h} \leq \max\left(15, 20 \frac{e_1}{h}\right)$$

Avec :

h : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;
y compris l'excentricité additionnelle.

▪

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{459}{250}\right) = \max(2\text{cm}, 1.84\text{cm})$$

Donc on prend : $e_a = 2\text{cm}$.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times (l_f)^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera ; $\alpha = 0,5$.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\begin{cases} l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 4.59 = 3,213\text{m} \\ l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 3,06 = 2.142\text{m} \end{cases}$$

Niveau	h (m)	e_2 (m)
8 ^{eme} - 12 ^{eme}	0,45*0,30	0,010
4 ^{eme} - 7 ^{eme}	0,80*0,30	0,00825
Sous Sol RDC 1 ^{ere} - 3 ^{eme}	0,80*0,5	0,0068

Tableau VIII-18: Excentricité due aux effets du second ordre.

♦ Exemple de calcul :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression.

- Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivant est vérifiée :

$$\checkmark N(d - c') - M_1 < \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times \bar{\sigma}_b$$

(I)(II)

$$\checkmark M_1 = N \left(e_1 + d - \frac{h}{2} \right)$$

a) Calcul des armatures à la flexion simple :

$C = C' = 2.5 \text{ cm}$, acier Fe E400HA

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

b) Calcul des armatures à la flexion composée :

$$\checkmark A' = A'_f \text{ (Armatures comprimées)}$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} \text{ (Armatures tendues)}$$

✓ Si : $A \leq 0$ et $A' = 0$: théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

✓ Si : $A \leq 0$ et $A' \neq 0$:

$$0.4 y^2 - c'.y + \frac{N(e + c' - d)}{80 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = 0$$

$$A' = \frac{N - 80 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot y}{100 \cdot \sigma_s} ; A = 0$$

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{smi} n RPA (cm ²)	A _{sma} x RPA (cm ²) Zone courante	A _{sma} x RPA (cm ²) Zone nodale
--------	--	---	--	--

RDC	80×50	28,8	144	216
1^{ère} - 2^{ème}	60×60	28,8	144	216
3^{ème} - 8^{ème}	50×50	20	100	150
9^{ème} - 12^{ème}	40*40	12,8	64	96

Tableau VIII-19: Section minimale des armatures longitudinales.

c) Condition de non fragilité : BAEL 91(A.4.2.1)

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 80 \times 57 \times \frac{2.1}{400} = 4,13 \text{cm}^2 \rightarrow (80 \times 50)$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 60 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 3,08 \text{cm}^2 \rightarrow (80 \times 30)$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 40 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1,79 \text{cm}^2 \rightarrow (45 \times 30)$$

VIII.5.2. Armatures Transversales :

a) Spécifications des règles (RPA99) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversales (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcte qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

t : est l'espacement des armatures transversales :

- La zone nodale : $t \leq \min (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$
- La zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

2/ La quantité des armatures transversales vers soles $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

b) Spécifications des règles BAEL91:

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

Les résultats :

✓ **Armatures longitudinales :**

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.5	400	400

Tableau VIII-20: Caractéristique des situations.

- **1^{er} cas : (1,35G+1,5Q+0,8T) :** Pour $N^{\max} \rightarrow M^{\text{cor}}$: Section partiellement comprimée SPC.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$e_1 = e + e_a$	M_1 (KN.m)	(I)	(II)	Type
80*50	477,15	11,98	0.0357	0.1557	119,08	71,78	90,942	S.P.C
80*30	334,93	23,33	0.0950	0.0954	106,88	55,35	86,054	S.P.C
45*30	255,98	16,24	0.0340	0.0540	92,87	26,87	54,875	S.P.C

Tableau VIII-21: Type des sections de 1^{er} cas.

✓ **Flexion simple:**

Niveau	M_1 (KN.m)	μ	μ_ℓ	A	B	$A_f(\text{cm}^2)$
80*50	119,08	0.0594	0,392	0.057	0,971	8,38
80*30	106,88	0.0324	0,392	0.092	0.986	7,98

45*30	92,87	0.0137	0,392	0.024	0.997	5,67
-------	-------	--------	-------	-------	-------	------

Tableau VIII-22: Section d'armature à la flexion simple de 1^{er} cas

- 2^{eme} cas : (G + Q + 1.2Ex) : Pour $M^{\max} \rightarrow N^{corr}$:

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$e_1 = e + e_a$	M_1 (KN.m)	(I)	(II)	Type
80*50	246,35	13,69	0.055	0.075	157.15	57,12	90,942	S.P.C
80*30	120,55	8,24	0,060	0.08	136,65	37,77	86,054	S.P.C
45*30	106,02	7,32	0.078	0.098	84,44	24,65	54,875	S.P.C

Tableau VIII-23 : Type des sections de 2^{eme} cas .

- ✓ Flexion simple:

Niveau	M_1 (KN.m)	μ	μ_t	A	β	A_f (cm ²)
80*50	157.15	0.0967	0,392	0.127	0.94	8,70
80*30	136,65	0.0871	0,392	0.114	0.954	8,01
45*30	84,44	0.0108	0,392	0.02	0.992	6,61

Tableau VIII-24: Section d'armature à la flexion simple de 2^{eme} cas

- 3^{eme} cas : (0.8G + E) : Pour: $N^{\min} \rightarrow M^{corr}$.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	e(m)	$e_1 = e + e_a$	M_1 (KN.m)	(I)	(II)	Type
80*50	98,65	3,98	0.040	0.06	32,55	20,72	90,942	S.P.C
80*30	41,65	1.08	0.025	0.045	11,03	7,30	86,054	S.P.C
45*30	16,76	0,32	0.019	0.039	3,50	3,50	54,875	S.P.C

Tableau VIII-25: Type des sections de 3^{eme} cas.

- ✓ Flexion simple:

Niveau	M_1 (KN.m)	μ	μ_t	A	β	A_f (cm ²)
80*50	32,55	0.0175	0,392	0.22	0.912	1,79
80*30	11,03	0.0073	0,392	0.151	0.939	0,71

45*30	3,50	0.0045	0,392	0.056	0.978	0,27
-------	------	--------	-------	-------	-------	------

Tableau VIII-26: Section d'armature à la flexion simple de 3^{eme} cas

➤ **Tableau Récapitulatif :**

$$A = \max(A_1, A_2, A_3, A_{BAEL}^{min}, A_{RPA}^{min})$$

Niveau	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	A ₃ (cm ²)	A _{BAEL} ^{min} (cm ²)	A _{RPA} ^{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
80*50	8,38	8,70	1,79	3,6	28,8	28,8	12HA16+4HA12= 28.65 cm ²
80*30	7,98	8,01	0,71	2,5	20	20	10HA16=20,11 cm ²

Tableau VIII-27: Choix des armatures longitudinales.

1) **Armatures Transversales :**

➤ **BAEL91 :**

1- Le diamètre des armatures transversales: $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} \rightarrow \phi \geq 5,33$ mm.

2- Leur espacement $S_t \leq \min(15 \phi_\ell; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 24$ cm.

➤ **RPA99 :**

$$I- \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} \rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_c}$$

- La zone nodale : $t \leq 10$ cm
- La zone courante : $t \leq \text{Min}(b_1/2; h_1/2; 10 \phi_1)$ en zone IIa.

	Niveau	V _u (KN)	h ₁ (m)	λ _g	ρ _a	t (cm)	A _t (cm ²)
Zone nodale	80*50	45,02	0,6	5,355	2,5	10	3,67
	80*30	38,36	0,5	4,284	3,75	10	2,40
	45*30	25,88	0,4	5,355	2,5	10	1,43
Zone courante	80*50	45,02	0,6	5,355	2,5	15	4,32
	80*30	38,36	0,5	4,284	3,75	15	3,56
	45*30	25,88	0,4	5,355	2,5	15	2,67

Tableau VIII-28: ferrailage transversale des poteaux.

➤ La quantité d'armatures transversales minimale ($A_t/t.b_1$) en % :

	Niveau	λ_g	$\frac{A_t}{t.b_1} \%$	Obs
Zone Nodale	80*50	5,355	0,30	C.V
	80*30	4,284	0,80	C.V
	45*30	5,355	0,30	C.V
Zone Courante	80*50	5,355	0,30	C.V
	80*30	4,284	0,80	C.V
	45*30	5,355	0,30	C.V

Tableau VIII-29: Vérification d'armatures transversales.

➤ Tableau Récapitulatif : A_t . (Cm^2)

	Niveau	A_t (cm^2)	t (cm)
Zone Nodale	80*50	4 Φ 10=3,93	10
	80*30	4 Φ 10=3,93	10
	45*30	4 Φ 10=3,93	10
Zone courante	80*50	5 Φ 10=3,93	15
	80*30	5 Φ 10=3,93	15
	45*30	5 Φ 10=3,93	15

Tableau VIII-30: Choix d'armatures transversales.

2) Vérification de la contrainte du béton à la compression : à ELS (BAEL 91) :

Une section rectangulaire soumise à la flexion composée sera partiellement comprimée si :

- ✓ L'effort normal étant un effort de compression, C se trouve à l'extérieur de la section.
- ✓ L'effort normal étant un effort de traction, C se trouve en dehors de la zone comprise entre les armatures.
- ✓ L'effort normal étant un effort de compression, C se trouve à l'intérieure de la section et la condition suivante est remplie :

$$e = \frac{M_{GB}}{N} > \frac{h}{6} \text{ (Condition approchée car cette condition a été établie en négligeant les armatures.)}$$

3) Vérification vis -à vis de l'effort tranchant :

▪ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ Avec :

T_u : effort tranchant

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Cette contrainte limite doit respecter les valeurs données par le **BAEL91** et le **RPA99**.

♦ **Selon le BAEL91 :** $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa)$ en fissuration peu nuisible.

♦ **Selon le RPA99 :** La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur

limite suivante : $\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$

Où ρ_d est égale à 0,075 si l'élançement géométrique λ_g , dans la direction considérée, est supérieure ou égale à 5, et à 0,04 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

a : dimension de la section droite du poteau.

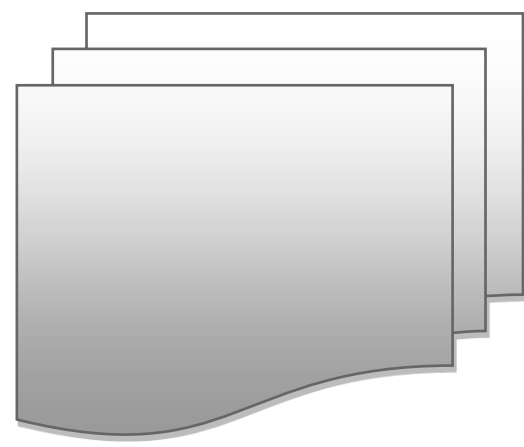
l_f : longueur de flambement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Sections (cm ²)	T_{max} (KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ RPA99 (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL91 (MPa)	vérifier
	80*50	67,98	0,35	5,355	0,075	1,875	3.25	OK
	80*30	49.73	0,23	4,284	0,04	1	3.25	OK
	45*30	38,78	0,19	5,355	0,075	1,875	3.25	OK

Tableau VIII-31: Vérification de l'effort tranchant

Etude de l'infrastructure



IX.1.ETUDE DE FONDATION :

IX.1.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- *Le type d'ouvrage à construire.*
- *La nature et l'homogénéité du bon sol.La capacité portante du terrain de fondation.*
- *La raison économique.*
- *La facilité de réalisation.*

IX.1.1.1Combinaisons de calcul :

Le dimensionnement et le ferrailage des semelles, selon la réglementation parasismique RPA99 version 2003, se font sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

IX.1.1.2.Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- *Poids spécifique du sol sec γ_d*
- *Poids spécifique du sol des grains γ_s*
- *Cohésion non drainée C_u*
- *Angle de frottement effectif φ*
- *Cohésion effectif C*

Pour notre projet : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à : $\frac{H}{10}$

Avec : H : hauteur total de bâtiment.

$$H=41.31 \implies \frac{H}{10} = 4.13m$$

IX.1.1.3.Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori,

des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

IX.1.1.4Justification pour le choix des fondations :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N_{ser} = 121009,12 \text{ KN}$ (d'après le SAP 2000)

: $S_{bâtiment} = 606,003 \text{ m}^2$ (avec un calcul simple).

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{12100,912}{20} = 605,05m^2 \dots CV$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$S_{batiment} = 678.57m^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% = \frac{606,003}{678,57} = 0,89 > 0,5$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à propos un

radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.

La facilité de l'exécution

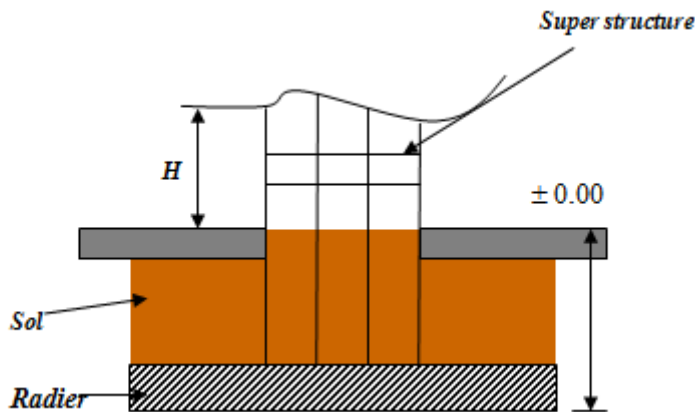
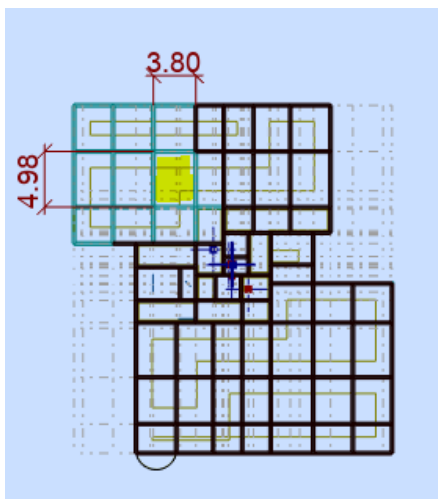


Figure-IX-1 :Schéma statique de l'infrastructure

IX.1.2.Pré dimensionnement du radier :

IX .1.2.1.Epaisseur du radier (nervure):

On procède le pré dimensionnement avec Le plus long panneau (4.98m*3.8m)



L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

■ **Condition forfaitaire :**

$L/8 \leq h_r \leq L/5$ donc :

$$\frac{498}{8} = 62. \text{ cm} \leq h_r \leq \frac{498}{5} = 99 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend: $h_r = 75 \text{ cm}$

■ **Formule :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq L_{max}/10 = 498/10 = 49.8 \text{ cm}$$

(Avec L_{max} = entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures)

■ **Condition de l'épaisseur minimale:**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

■ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \quad ; \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ; $E = 3.21 \times 10^4 \text{ mpa}$

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ; $K = 40000 \text{ N / m}^3$

b : largeur du panneau le sollicité $b : 4.98 \text{ m}$

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.17 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{max} = 4.98 \text{ m} ,$$

$$D'où: h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \pi^4}} = 0.706 \text{ m} \dots \dots \dots h_r = 75 \text{ cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est $h_r = 75 \text{ cm}$; la largeur est celle du plus gros poteau : $b = 50 \text{ cm}$

IX .1.2.2..Epaisseur de la dalle (table) :

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

■ $\alpha = L_x/L_y$ soit $3.80/4.98 = 0,76 > \alpha > 0,4$. Donc : La dalle est continue

$e > l_{max}/20$ pour une dalle continue

Avec L_{max} = entre axes maximal des poteaux perpendiculairement aux nervures.

$$e \geq L/20 = 498/20 = 24.90 \text{ cm}$$

pour assurer la résistance au poinçonnement, nous gardons une épaisseur de $h_d = 30 \text{ cm}$

Donc : $h_n = h_r - e = 75 - 30 = 45 \text{ cm}$

Le choix final :

Afin de répondre aux conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'épaisseur de $h_r = 75 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 45 \text{ cm}$

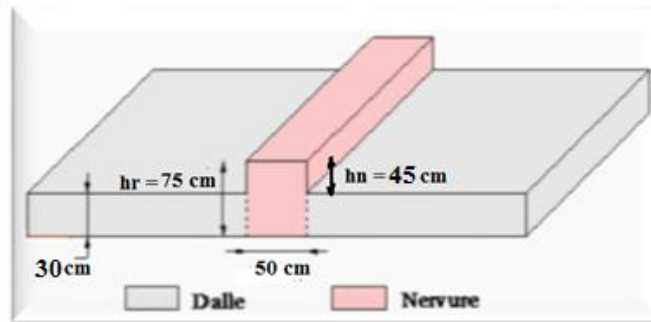


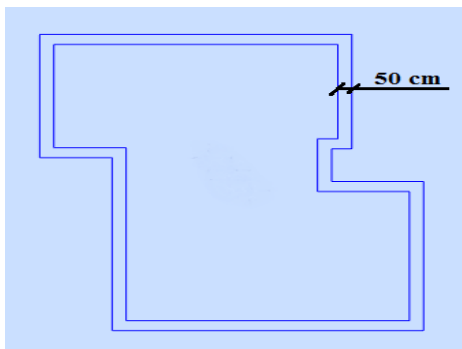
Figure IX.2 dimensions du radier

IX.1.2.3. Le débord du radier :

Largeur minimale de débord $L_d \geq (h/2 ; 30 \text{ cm})$

$$L_d \geq (30/2 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

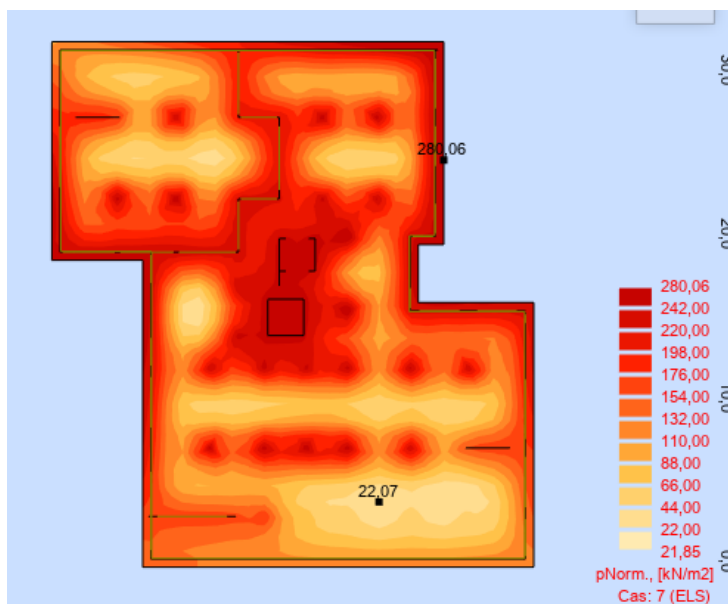
Pour que les travaux de coffrage plus facile on ajoute un débord de 50 cm a tour du radier



IX.1.3. vérification du contraintes dans le sol :

Distributions du contrainte a l'ELS

La contrainte doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS



$$\sigma_{\max} = 280.06 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} = 2.8 \text{ bar/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 22.07 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} = 0.22 \text{ bar/m}^2$$

Les 2 valeurs sont positives donc le diagramme de la contrainte est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + 1 \cdot \sigma_{\min}}{4} = 2.15 \text{ bar/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar/m}^2 \dots \dots \text{non vérifiée}$$

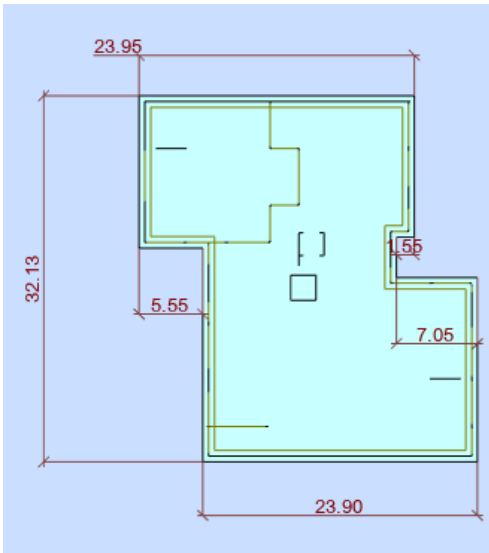
On doit augmenter la surface du radier :

$$S_{\text{radier}} = 748.9 \text{ m}^2 \text{ donc } N_{\text{ser}} = \bar{\sigma}_{\max} * S = 748.90 * 215 = 160820 \text{ KN}$$

Donc La surface minimale du radier:

$$S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 160820 / 200 = 804 \text{ m}^2$$

Donc on doit ajouter en moin 56 m² de debors :



Contour debors = $(32.13+23.90+5.55+32.13+8.60+23.95)= 126.26 \text{ ml}$

Ldeborsa ajouter : $56/126.26 = 0.45 \text{ m}$

Le débord du radier :

Largeur minimale de débors

$Ld \geq 0.5+0.45 \dots \text{on prend } Ld = 1.00 \text{ m}$

IX.1.3.2.nouvelle verification du contraintes dans le sol :

Distributions du contrainte a l'ELS

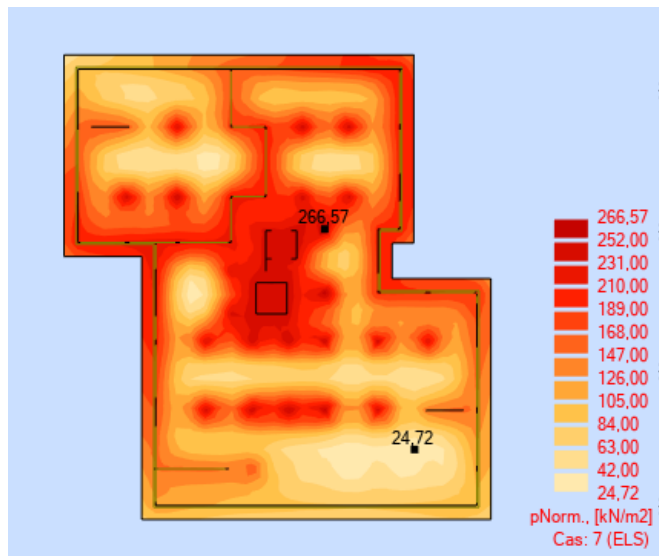


Figure IX. 3:Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELS

$\sigma_{\max} = 266.57 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} = 2.6 \text{ bar/m}^2$

$\sigma_{\min} = 22.33 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} = 0.22 \text{ bar/m}^2$

Les 2 valeurs sont positives donc le diagramme de la contrainte est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + 1 \cdot \sigma_{\text{min}}}{4} = 2.00 \text{ bar/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar/m}^2 \dots\dots \text{ vérifiée}$$

Distributions du contrainte a l'ELU

Pour prendre la contrainte admissible à l'état ultime par la majoration de la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

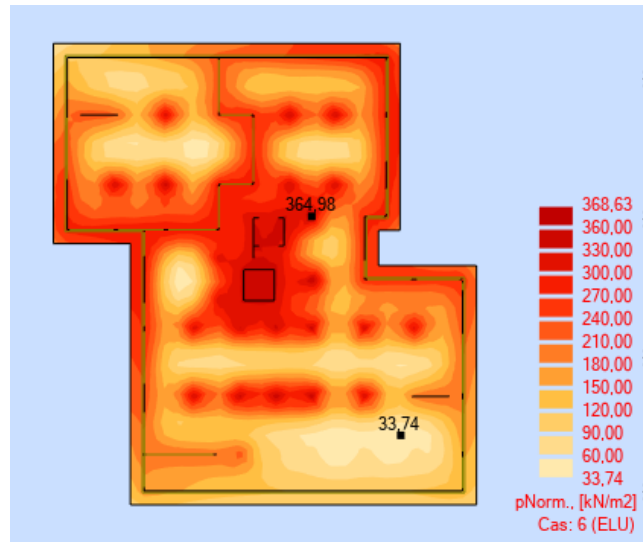


Figure IX. 4 : Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELU

$$\sigma_{\text{max}} = 364.98 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} = 3.6 \text{ bar/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 33.74 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} = 0.33 \text{ bar/m}^2$$

Les 2 valeurs sont positives donc le diagramme de la contrainte est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + 1 \cdot \sigma_{\text{min}}}{4} = 2.78 \text{ bar/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}/2 = 3 \text{ bar/m}^2 \dots\dots \text{ vérifiée}$$

Distributions du contrainte a l'ELA

Le cas le plus defavorabe(G+Q-Vx)

Pour prendre la contrainte admissible à l'état accidentel par la magoration de la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

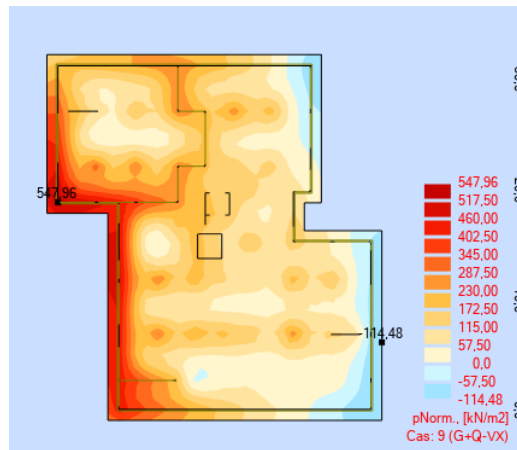


Figure IX. 5 :Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELA

$$\sigma_{\max} = 547.96 \frac{kn}{m^2} = 5.4 \text{ bar}/m^2$$

$$\sigma_{\min} = -114.48 \frac{kn}{m^2} = -1.14 \text{ bar}/m^2$$

une valeur positive (compression) et l'autre négative (soulèvement) donc le diagramme de la contrainte est triangulaire

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max}}{4} = 4.10 \text{ bar}/m^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}/2 = 3 \text{ bar}/m^2 \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées, et pour remédier ce problème, on se sert a augmanter le débord ,

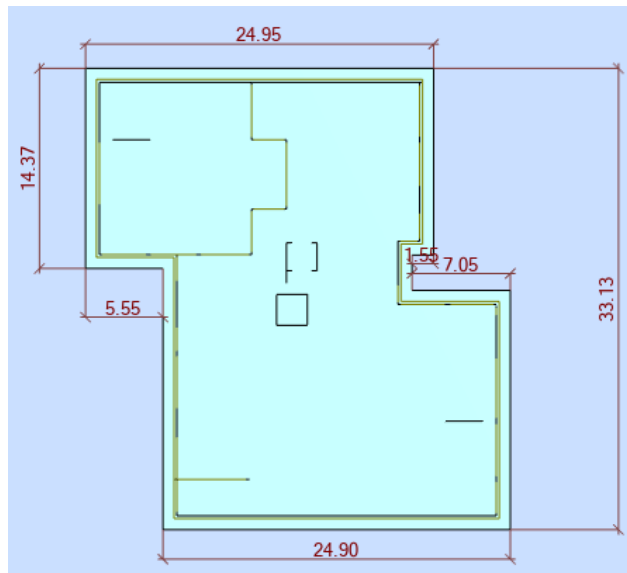
La nouvelle surface du radier est :La surface du radier + La surface du débord

$$S_{\text{radier}} = 813.03 \text{ m}^2 \text{ donc } N_{\text{acc}} = \bar{\sigma}_{\max} * S = 813.03 * 410 = 333342 \text{ KN}$$

Donc La surface minimale du radier:

$$S \geq \frac{N_{\text{acc}}}{1.5 * \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 333342 / 300 = 1111.14 \text{ m}^2$$

Donc on doit ajouter en moin 300 m 2 de debors



Contour debors = $(33.13+24.90+8.60+33.13+5.55+24.95)= 130.26 \text{ ml}$

Le débord du radier :

Largeur minimale de débors

$L_d \geq 1.00+0.80 \dots \text{on prend } L_d = 1.80 \text{ m} \dots \dots$

Le débors est une console et cette largeur peut causer un risque de renversement , donc on limite la largeur e a 1.20 m et chercher des autres emplacements ,

$130.26*0.2 = 26.05 \text{ m}$ assurés par l'augmentation du largeur de debors

$2.75*4.54 = 12.48 \text{ m}$ assurés par le remplissage de décrochement

IX.1.3.3.verification finale du contraintes dans le sol :

Distributions du contrainte a l'ELS

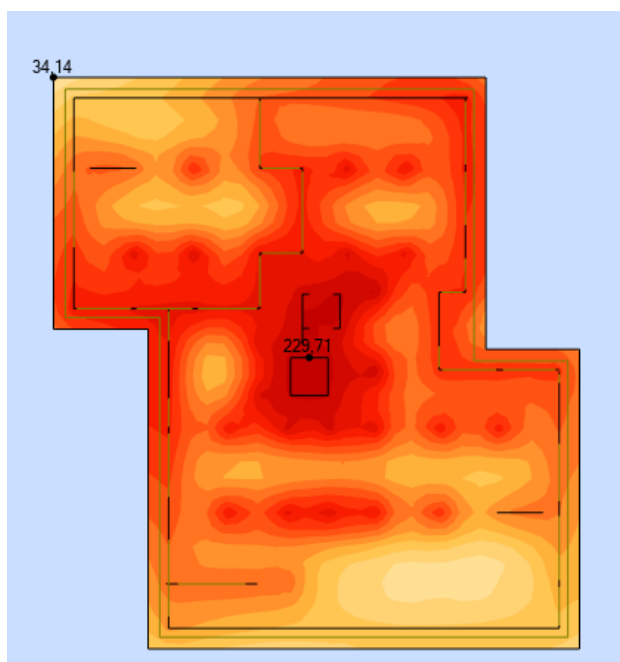


Figure IX. :Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELS

$$\sigma_{\max} = 229.71 \frac{kn}{m^2} = 2.29 \text{ bar/m}^2$$

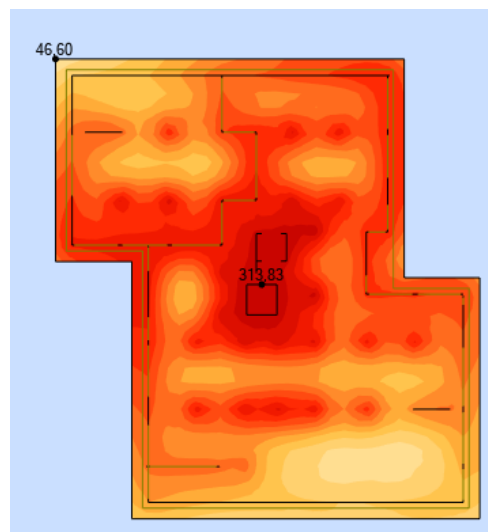
$$\sigma_{\min} = 34.14 \frac{kn}{m^2} = 0.34 \text{ bar/m}^2$$

Les 2 valeurs sont positives donc le diagramme de la contrainte est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + 1 \cdot \sigma_{\min}}{4} = 1.80 \text{ bar/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar/m}^2 \dots\dots \text{ vérifiée}$$

Distributions du contrainte a l'ELU

Pour prendre la contrainte admissible à l'état ultime par la majoration de la contrainte du sol par le coefficient 3/2.



Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELU

$$\sigma_{\max} = 3.13 \text{ bar/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0.43 \text{ bar/m}^2$$

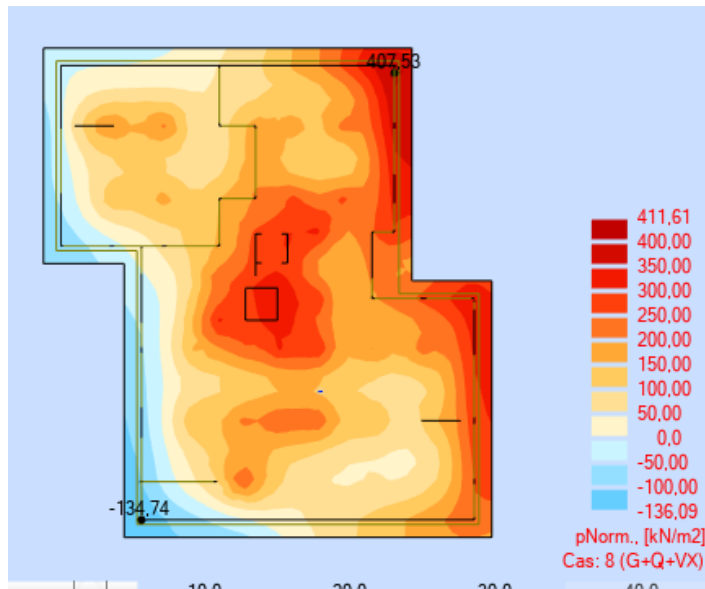
Les 2 valeurs sont positives donc le diagramme de la contrainte est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + 1 \cdot \sigma_{\min}}{4} = 2.43 \text{ bar/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}/2 = 3 \text{ bar/m}^2 \dots\dots \text{ vérifiée}$$

Distributions du contrainte a l'ELA

Le cas le plus defavorabe(G+Q+Vx)

Pour prendre la contrainte admissible à l'état accidentel par la magoration de la contrainte du sol par le coefficient 3/2.



Cartographie de Distributions du contrainte a l'ELA

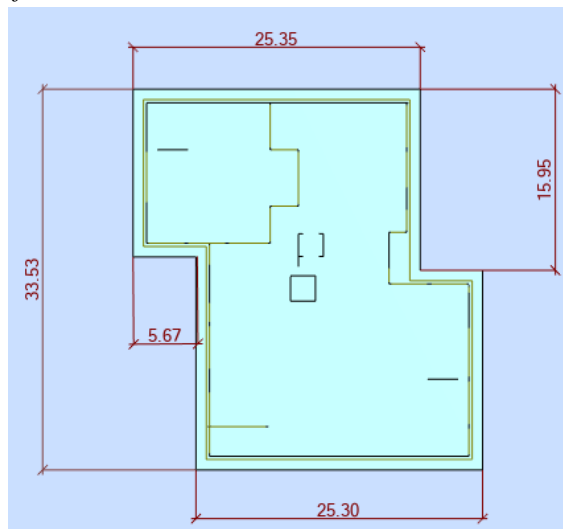
$$\sigma_{max} = 4.11 \text{ bar/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -1.34/\text{m}^2$$

une valeur positive (compression) et l'autre négative (soulèvement) donc le diagramme de la contrainte est triangulaire

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_{max}}{4} = 4.10 \text{ bar/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{adm} / 3.06 = 3 \text{ bar/m}^2 \dots \dots \text{ cv presque vérifiée}$$

Donc les dimensions final du radier:

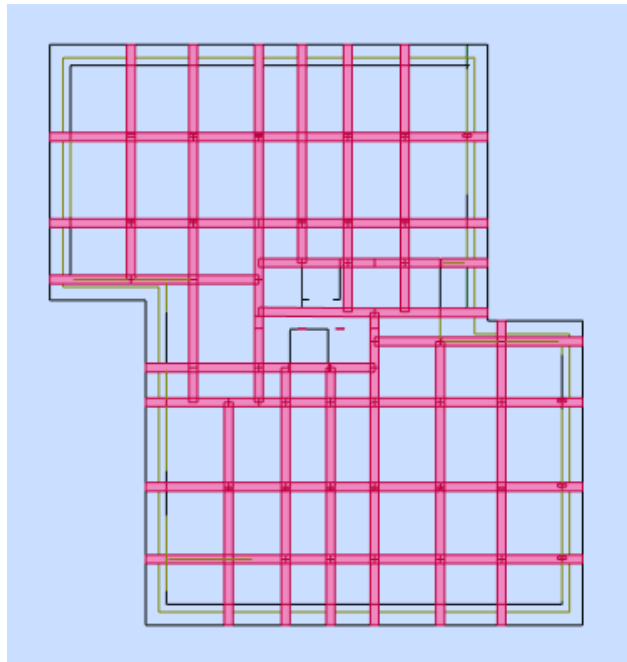


$$hr = 35 \text{ cm}$$

$$ht = 75 \text{ cm}$$

$$s = 842.56 \text{ m}^2$$

$$Ld = 120 \text{ cm}$$



IX.1.4. Vérification au non poinçonnement :

D'après **CBA93** (A.5.2.4.2) :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h_r \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

- $N_u = 1.35G + 1.5Q$ = par mètre linéaire pour le voile ou le poteau le plus sollicité
- h_r : Hauteur du radier ($h_r = 0.35m$)
- U_c : Périmètre du contour cisailé ($U_c = 2(a' - b')$)

Tel que :

- $a' = a + h_r$; et $b' = b + h_r$
- a, b : démentions du poteau .

le poteau le plus sollicité est un poteau central (80*50)

$$N_u = 2847.08 \text{ kn} = 284.70 \text{ t}$$

- $U_c = 2(a + b + 2 \times h_r) = 2(0.80 + 0.50 + 2 \times 0.35) = 4m$
- $N_u = 284.70 < \frac{0.045 \times 4 \times 0.35 \times 25}{1.5} = 105 \text{ t} \dots\dots\dots \text{non vérifié}$

il ya un risque de poinçonnement du radier ,Donc on doit augmenter l'épaisseur du radier soit par augmenter l'épaisseur de la table soit par ajouter des nervures

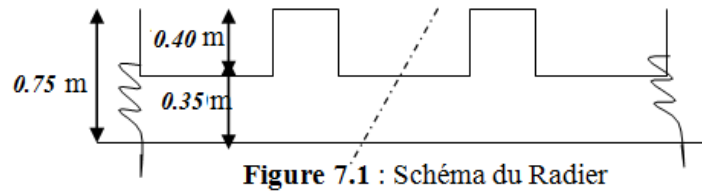


Figure 7.1 : Schéma du Radier

La hauteur total du radier $H : 0.75 m$

- $U_c = 2(a + b + 2 \times h_r) = 2(0.80 + 0.50 + 2 \times 0.75) = 5.6m$
- $N_u = 284.70 < \frac{0.045 \times 5.6 \times 0.75 \times 25}{1.5} = 315 t \dots\dots\dots$ vérifiée

IX.1.5. Vérification de l'effet de sous-pression:

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique,

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \cdot Z$$

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface du radier ;

γ : Masse du bâtiment dans le sol.

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 846 \times 10 \times 4,49 = 56978.10 \text{ Kn}$$

$P = 28470.15 > 56978.10 \text{ KN} \dots\dots\dots$ donc le bâtiment ne se soulève pas.

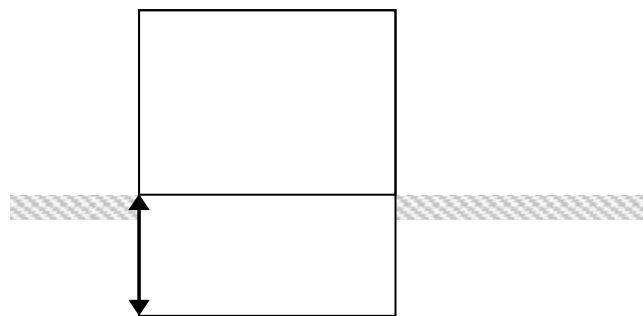


Figure 7.2 : Ancrage du Bâtiment

IX.1.6. Vérification de stabilité du radier au renversement :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

- Accidentelles : $0.8 G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

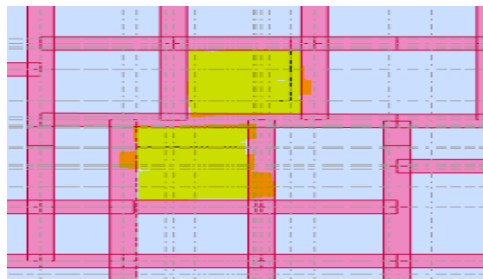
	$N (t)$	$M_x (t.m)$	$M_y (t.m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$	$L_x/4$	$L_y/4$	Remarque
0.8G ± E	7745.61	1358.48	1526.94	0.17	0.19	0.95	1.25	Vérifiée

Tableau IX-1: Résultats de calcul de la stabilité du radier

Donc La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

IX.1.7. Impacte du voile d’ascenseur sur la dalle du radier :

En cas ou les voiles d’ascenseur sont encastrés directement sur la dalle de radier ,leurpérimaitre sera critique pour cette dalle et on doit vérifier le non poinçonnement Et pour cette raison nous avons precedé le choix de faire passer les nervures au desous de ces voiles pour assurer une bonne résistance du au poinçonnement



IX.1.8. Condition de cisaillement :

La contrainte de cisaillement pour une bande de largeur $b = 1 m$ et une épaisseur d doit vérifier L’épaisseur du radier sera déterminée selonBAEL91/version99(article.5.1.1 etA.5.2.2) suivant la formule :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \tau_b = 0.05 f_c j = 75 t/m^2$$

Ou :

a. V_u : L’effort tranchant ultime ($V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$)

$$\tau_b = \frac{N_u}{u \times h} = 284.7/5.6 \times 0.75 = 67.78 t/m^2$$

$$\tau_b = 67.78 t \leq \tau_b = 75 t/m^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

IX.2.Ferraillage du radier :

Leradierse calculcommeunplancherrenversésoumisàunepressionuniformequiestla réaction du sol.

Leradieretdeviséenpanneauxquisontencastrésur4cotés,lafissurationestpréjudiciable car le radier est en contacte directe avec le sol.

IX.2.1.Méthodes de calcul manuel :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : ($M_{tx}=0.75 M_x ; M_{ty}=0,75 M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.5 M_x ; M_{ay}=0.5 M_x$).

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL99. La fissurati Exemple de calcule par robot expert :

IX.2.2.Méthodes de calcul numérique par robot expert :

sens X-X

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

		<u>Combinaison</u>	
Tableau Moments de radier l'analyse par le Robot sens Y-Y	ELU	1,35G + 1,5 Q	64.97 -92.76
	ELS	G+ Q	40.66 -70.37
	ELA	G+Q-Vy G+Q-Vx	46.68 -79.27

VIII-4-3 :
Mxxdu table
d'après
numérique

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

		<u>Combinaison</u>	
	ELU	1,35G + 1,5 Q	70.14 -66.47
	ELS	G+ Q	57.75 -65.16
	ELA	G+Q-Vy G+Q+Vx	65.37 -74.29

Tableau IX-2 : Moments Myydu table de radier d'après l'analyse numérique par le Robot

a-En travée : Le calcul par expert nous a donné la note de calcul suivante :

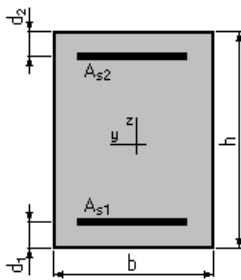
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25000,0$ (kPa)

Acier: $f_e = 400000,0$ (kPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	70,14	0,00
Etat Limite de Service	57,75	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	65,37	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 10,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 4,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,13$ (%)		

As1 = 10.5 cm² donc on adopte 7HA14 avec un espacement de 15 cm

a-En appuis : Le calcul par expert nous a donné la note de calcul suivante :

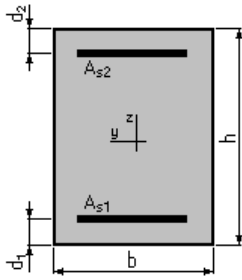
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25000,0$ (kPa)

Acier: $f_e = 400000,0$ (kPa)

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

2. Section:



b = 100,0 (cm)
 h = 35,0 (cm)
 d₁ = 5,0 (cm)
 d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M _{max} (kN*m)	M _{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	92,76	0,00
Etat Limite de Service	70,37	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	79,27	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 12,9 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum théorique	A _{s min} = 4,0 (cm ²)		
minimum	ρ = 0,43 (%)		
	ρ _{min} = 0,13 (%)		

la section d'armature As1 = 12.9 (cm²/ml)on adopte 7T16 e=15 cm

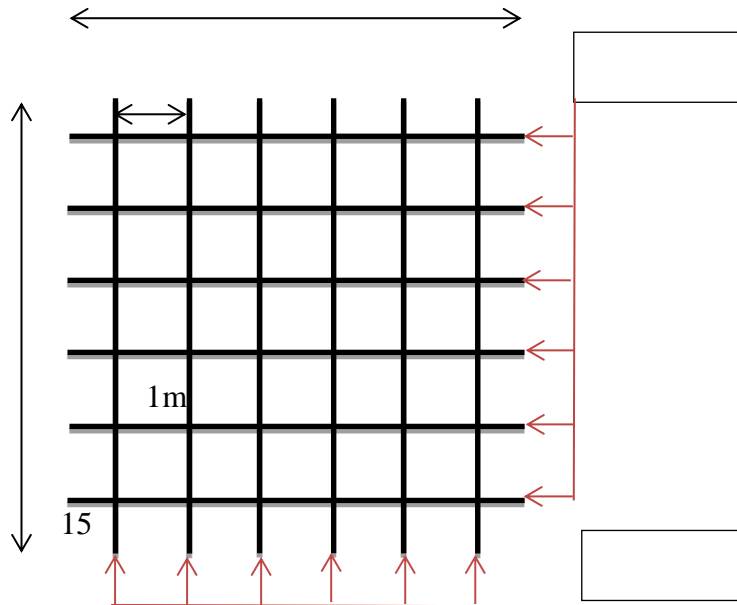
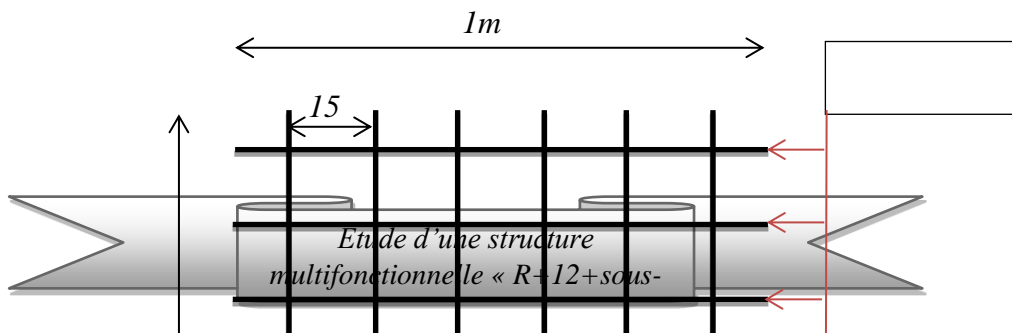


Figure-IX-6 :schéma de ferrailage de Nappe supérieure (en travées)



1m

Figure-IX-7 : Schéma ferrailage de Nappe inférieure (sur appui)

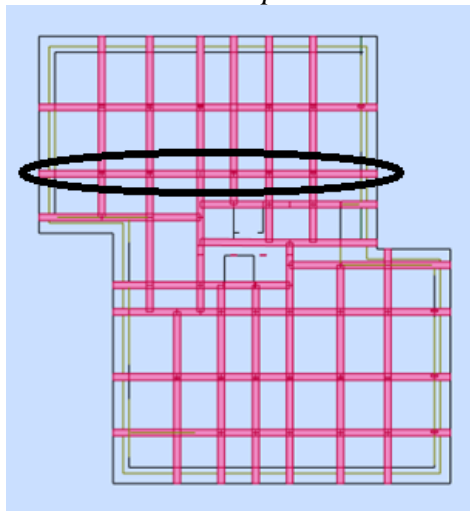
IX.2.3. Etude des nervures :

Pour ferrailer les nervures, on est tenu de déterminer le diagramme du moment de flexion le long de ces dernières.

D'une manière générale, les nervures des radiers possèdent le même comportement que les nervures des semelles filantes c'est-à-dire .

- 1. En travée : Fibre supérieure tendue
- En Appui : fibre inférieure tendue.

Prenons la nervure sélectionnée comme un exemple de calcul :



les diagrammes du moment de flexion dans cette nervure :

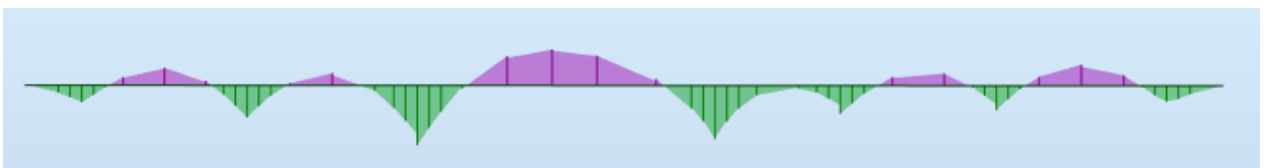


figure IX-8: Diagramme de moments fléchissant à l'ELU de la poutre secondaire

Présentation des résultats de toutes les combinaisons dans le Tableau:

<u>Combinaison</u>			
<i>ELU</i>	$1,35G + 1,5 Q$	-450.21	442.61
<i>ELS</i>	$G + Q$	-329.21	323.37
<i>ELA</i>	$G+Q-V_x$	-374	410.73

Tableau IX-3 : Moments de la nervure étudiée d'après l'analyse numérique par le Robot

IX.2.3.1. Ferrailage des nervures

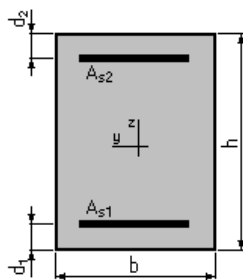
en travée :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25000,0$ (kPa) Acier: $f_e = 400000,0$ (kPa)

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

2. Section:



$b = 50,0$ (cm)
 $h = 75,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-450,21	0,00
Etat Limite de Service	-329,21	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-374,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 26,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,76$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,11$ (%)		

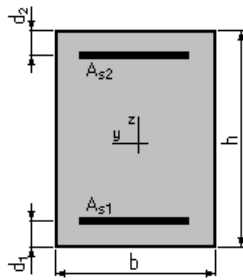
en appui :

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25000,0$ (kPa) Acier: $f_e = 400000,0$ (kPa)

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

2. Section:



b = 50,0 (cm)
 h = 75,0 (cm)
 d₁ = 5,0 (cm)
 d₂ = 5,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M _{max} (kN*m)	M _{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	442,61	0,00
Etat Limite de Service	323,37	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	410,73	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 26,2 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 0,0 (cm ²)
Section minimum théorique	A _{s min} = 3,9 (cm ²)		
minimum	ρ = 0,75 (%)		
	ρ _{min} = 0,11 (%)		

**vérification des armatures :
 BAEL91**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 50 \times 70 \times \frac{2.1}{400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A^{BAEL} \geq 4.22 \text{ cm}^2$$

RPA2003 :

$$A_{min}^{RPA} : 0.005 * h * b = 0.05 * 75 * 50 = 18.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum

:A_{max} = 4% de la section totale en zone courant = 0.04 * 50 * 75 = 150 cm²

A_{max} = 6% de la section totale en zone de recouvrement = 0.06 * 50 * 75 = 225 cm²

	A min		ARMATURE CALCULEE	
	BAEL	RPA	AS TENDU	As COMPRIMEE
EN APPUI	4.22	18.75	26.2 = 9T20 = 28.27 cm ²	0 = 9T20 = 28.27 cm ²

EN TRAVEE	4.22	18.75	26.2=9T20=28.27cm ²	0 =9T20=28.27cm ²
-----------	------	-------	--------------------------------	------------------------------

Tableau IX-4 : section des armatures du nervure

. Vérification De La Contrainte De Cisaillement :

La contrainte tangente τ_u :

selon ROBOT notre efforts tranchants max dans tous les combinaisons sont :

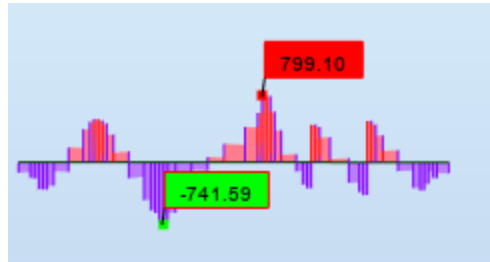


figure IX-9 : diagramme récapitulatif des efforts tranchants extrêmes –nervure ELU

$$T_u \text{ max} = 799.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{799.10}{50 \cdot 70} = 2.28 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissuration préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0, 2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{BAEL91 (art. A.5.1.2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V$$

.Section minimales d'armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{70}{35} ; \frac{50}{10} ; \phi_t \right\} = 10.00 \text{ mm} \quad ; \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend des cadres : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (de nuance FeE235)

➤ Espacement des armatures transversales : RPA99/version 2003 (art 7.5.2, 2) :

✓ Dans la zone nodale: $S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$

✓ Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$

✓ La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \times h$

Espacement	S (cm)	S' (cm)	L' (cm)
Valeur	10	35	140

VIII -2.4.2.3: Espacement des armatures transversales pour les nervures

✚ La section de ferrailage transversal (A_t) :BAEL91 (art. A.5.1.2.2):

• BAEL 91 : $A_t \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{35}{235} = 2.97 \text{ cm}^2$$

• RPA.99: $A_t \geq 0.003 \times s_t \times b = 0.003 \times 35 \times 50 \Rightarrow A_t = 5.25 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \max(A_t^{BAEL} ; A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 = 4\phi 8$$

VIII -2.4.4.4.Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) : \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} = \frac{0.85M_o}{10M_o} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0.09 > \frac{0.85}{10} = 0.085 \quad (C.V) \\ 2) : \frac{A}{b_o \cdot d} \leq \frac{4.1}{f_e} \Rightarrow \frac{3.4}{30 \times 32.5} = 0.0034 < 0.0105 \quad (C.V) \\ 3) : \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{70}{380} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (C.V) \end{array} \right.$$

IX.2.3.22 . Armatures de peau (art. A.4.8.3)

Afin de limiter la fissuration de retrait des retombées de poutre, des armatures de peau sont à mettre en oeuvre

Selon BAEL pour une poutre qui dépasse 50 cm de hauteur il est nécessaire de mettre des armatures de peau

Section des armatures de peau : 3 cm²/m de parement (2 x retombée + largeur)

Notre cas : parement (2 x 0.7+ 0.5)= 1.9 m donc :As : 3*1.9 = 5.7 m²

On adopte : **4T1**

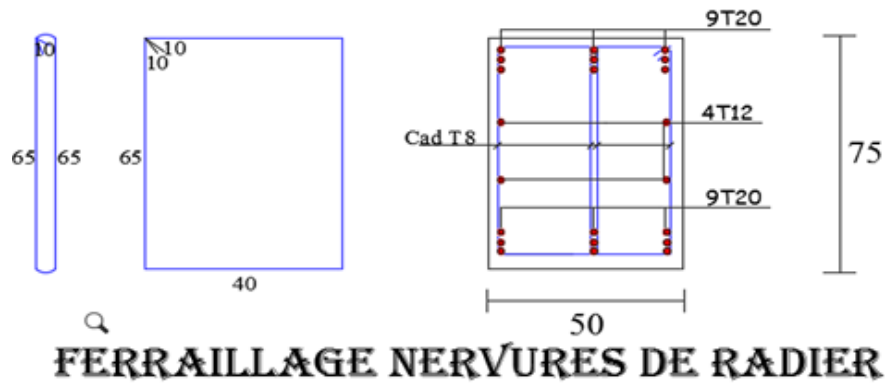


Figure -IX-4 :Schéma de ferrailage du nervure de radier

IX.3.Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 120 cm.

IX.3.1. Schéma statique et calcul : $b = 100 \text{ cm}$

$h = 75 \text{ cm}$

$d = 67.5 \text{ cm}$

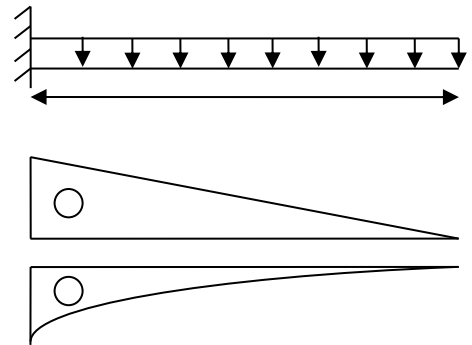
$L = 1.20 \text{ m}$

$\sigma_m \text{ (ELU)} = (335.95 \cdot 3 + 53.15 \cdot 1) / 4 = 265.25 \text{ KN/m}^2$

$q_u = \sigma_m \cdot 1,00 = 265.25 \text{ KN / m}$

$\sigma_m \text{ (ELS)} = (244.38 \cdot 3 + 38.96 \cdot 1) / 4 = 193.02 \text{ KN/m}^2$

$q_s = 193.02 \text{ KN/ml}$



a) ELU :

$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 190.98 \text{ KN.m}$

$M_u \text{ (KN.m)}$	μ	A	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
190.98	0.044	0.186	0.906	08.90

Tableau IX-5:Ferraillages du débord à L'ELU.

b)ELS

$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 14.26 \text{ KN.m}$

$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	μ	A	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
--------------------------	-------	-----	-----------------	-----------------------------

138.97	0.101	0.186	0.906	7.45
--------	-------	-------	-------	------

Tableau IX-6: Ferrailages du débord à L'ELS.

.Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$A \geq A_{\min} \rightarrow$ On prend : 5HA16 = 10.05 cm² espacée de 15cm

IX.3.2.Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les des appuis de mêmes aciers de rive.

IX.3.3.Armatures de répartition

$A_t = A/4 = 2,51 \text{ cm}^2$ soit 5HA12 = 5,65 cm² espacée de 15cm.

IX.3.4.Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 159.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{159.15 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.30} = 0.44 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

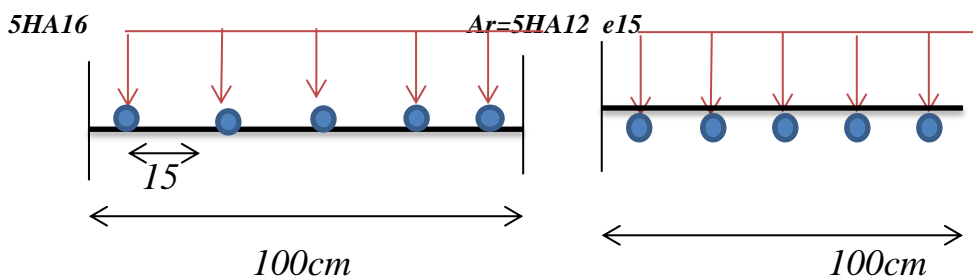


Figure-IX-10 : Ferrailage de débordement

IX.4.Les VOILES PERIPHERIQUES :

IX.4.1.Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les ou dimensionnement des fondations .Celles-ci doivent transmettre au sol ,les charges verticales et les charges sismiques horizontales .Cela exige d'une part une liaison efficace des fondation sa ver la super structure ,et d'autre part ,un bon ancrage a un niveau du sol.

IX.4.2.Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40 f pour le renforcement des angles.

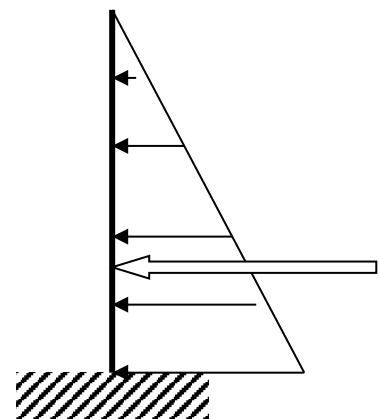
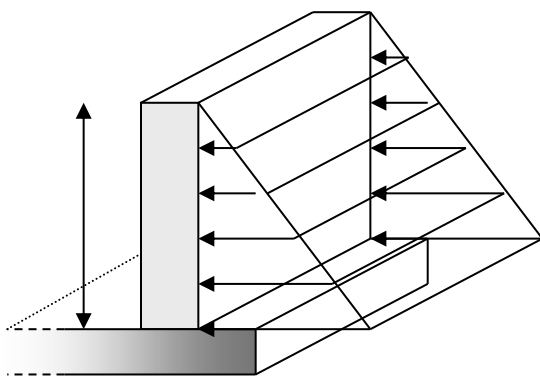
On adopte 2 types des voiles.p selon la hauteur :

Voile p 1 : épaisseur $e = 20\text{cm}$. La hauteur du voile périphérique= 2.96 m.

Voile p 2 : épaisseur $e = 25\text{cm}$. La hauteur du voile périphérique= 4.49 m.

IX.4.3.Détermination des sollicitations :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ;un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre coté.

**a.Caractéristique du remblai :**

$\Phi = 30^\circ$: l'angle du frottement de sable.

$\gamma_a = 2.15 \text{ t/m}^2$: Poids spécifique du remblai.

$h = 2.96 \text{ m}$, hauteur de voile périphérique.

a. Calcul de moment :

D'après A. Fuentes on a:

$$M_{Max} = \frac{2 \times P \times h}{9 \times \sqrt{3}} \text{ avec ; } P = \frac{Pi \times h}{2}$$

K_0 : coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow K_0 = 0.33$$

$$Pi = \gamma_d \times h \times K_0 \Rightarrow Pi = 2.15 \times 2.96 \times 0.33 = 2.10 \text{ t/ml}$$

Donc:

$$P = \frac{2.10 \times 2.96}{2} = 3.10 \text{ t}$$

$$M_{Max} = \frac{2 \times 3.10 \times 2.96}{9 \times \sqrt{3}} = 1.96 \text{ t.ml}$$

IX.4.4. Calcul des armatures:

IX.4.4.1. Armatures transversales :

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section $A_L \geq 0.10 \%$ dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

$$A_L = \frac{0.10 \times b \times h}{100} = \frac{0.10 \times 20 \times 100}{100} = \frac{2.00 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

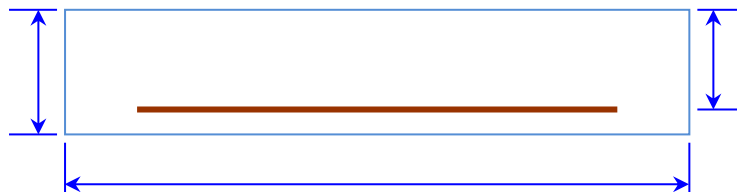
Donc: $A_L = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera 5 HA 8 / ml / face.

On prend comme espacement: $St = 20 \text{ cm}$

IX.4.4.2. Calcul du ferrailage vertical:

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration très préjudiciable (calcul à l'ELS)



$$M_{ser} = 26,67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \min (0.5 Fe ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$$

Avec:

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \eta = 1.6 \text{ (acier à haute adhérence HA)}$$

$$\sigma_{st} = 200 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc} \times d}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\text{Avec: } n = 15 ; d = 0.9 \times h = 0.18 \text{ m}$$

$$X = \frac{15 \times 14.2 \times 0.18}{15 \times 14.2 + 200} = 0.0119 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 26,67 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec:

$$Z = \frac{d - X}{3} = 0.1681 \text{ m}$$

Donc :

$$A_s = \frac{26,67 * 1000}{16.81 \times 200} = 7,93 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 6H A 14 / ml = 9,24 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

IX.4.4.3. Calcul du ferrailage horizontal:

On prendra la portée maximale entre les voiles qui sont perpendiculaire au voile périphérique donc: $L = 5 \text{ m}$

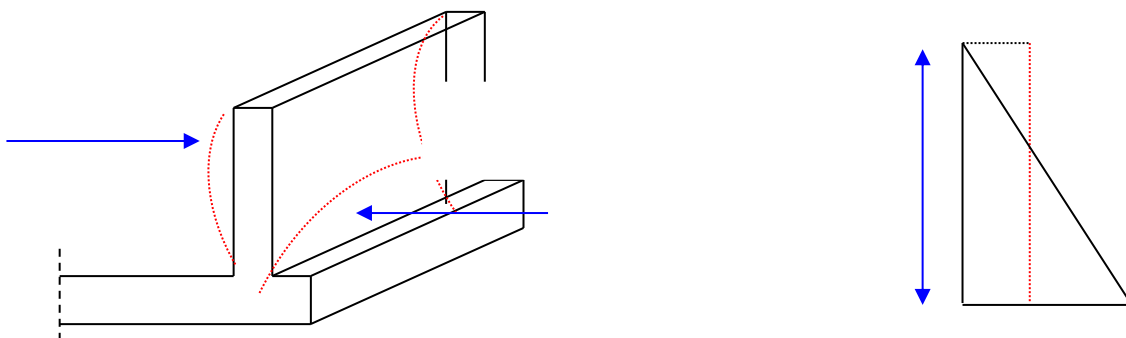


Figure-IX-11 : Déformation verticale et horizontale sur le voile périphérique

$$P_{moy} = \frac{P_{max} + P_{min}}{2} = \frac{2.34 + 0}{2} = 1.17 \text{ t/ml}$$

On prend : $M_t = 0.85 M_0 ; M_e = M_w = 0.4 M_0$

➤ Vérification :(Selon BAE L 99) :

On doit vérifier:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

$$M_0 = \frac{P_{moy} \times L^2}{8} = \frac{1.17 \times 5^2}{8} = 3,65 \text{ t.ml}$$

$$M_0 = 41000 \text{ N.m}$$

$$M_t = 34850 \text{ N.m}$$

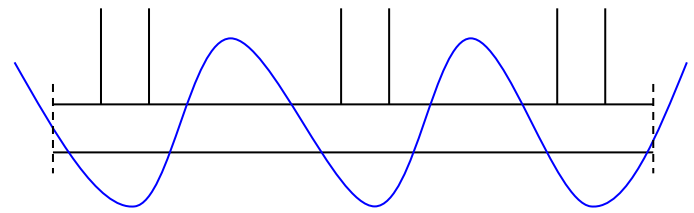


Figure-IX-12 : Diagdes M du voilePériphérique

$$M_e = 16400 \text{ N.m}$$

$$M_0 (0.85 + ((0.4+0.4)/2)) = 1.25 M_0$$

$$51250 = 1.25 M_0 \text{ donc est vérifiée}$$

a. En travée:

$$X = 0.0119 \qquad Z = 0.1681 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{34850}{16.81 \times 200} = 10.36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = 7 \text{ H A 14} = 10.78 \text{ cm}^2$$

b. Sur appui:

$$X = 0.0119 \qquad Z = 0.1681 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{16400}{16.81 \times 200} = 4.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_s = 5 \text{ H A 12} = 5.76 \text{ cm}^2$$



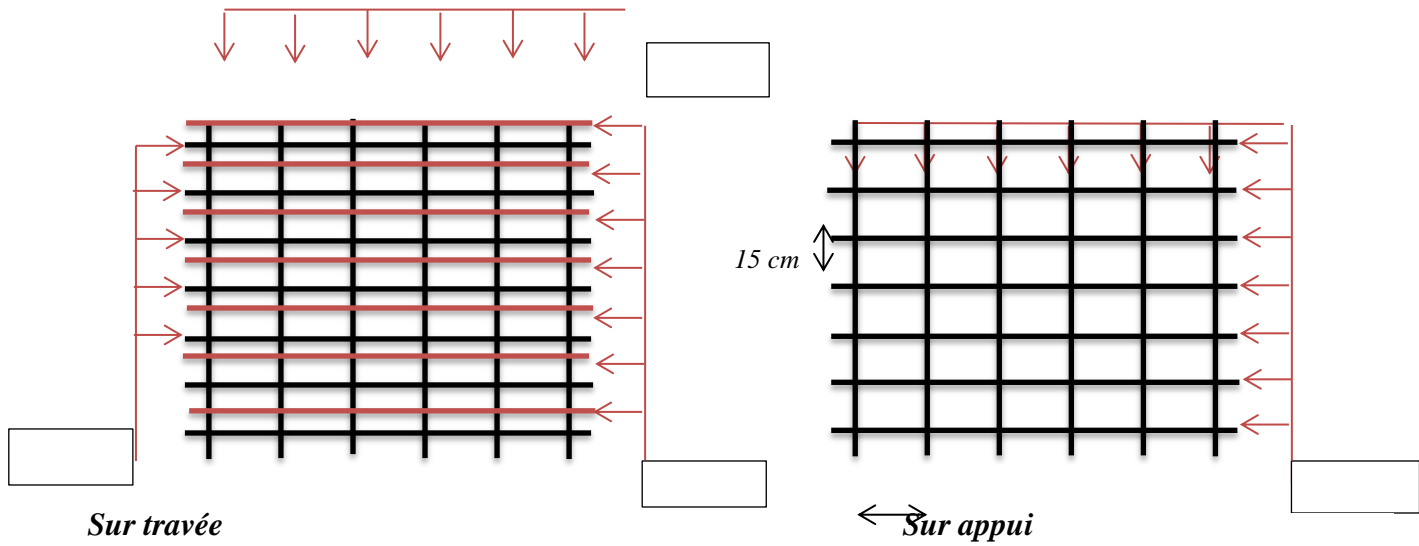


Figure -IX-13:Schéma de ferrailage du voile périphérique pour 1ml

Conclusion générale

Les conclusions aux quelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- 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 et au logiciel performant de calcul, à savoir robot structural analysis 2019.*
- L'étude du comportement dynamique d'une structure, dont la forme en plan est irrégulière nous a permis de mieux visualiser la présence des modes de torsion.*
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1ère étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations.*
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.*

Notre étude nous a beaucoup permis d'enrichir notre bagage scientifique et nos connaissances essentielles acquises durant notre cycle universitaire, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur. Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.