

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université ABOU-BEKR-BELKAID-TLEMCEM



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Dimensionnement plastique des
structures : Intérêt économique et
justifications réglementaires**

Présenté par

BOUCHENAK KHELLADI HADJER CHERIF TARIK

Soutenue en 27/06/2019 devant le jury composé de

Dr BENMANSOUR N

Présidente

Pr BOUKLI HACENE SMA

Examineur

Pr. MATALLAH M

Encadrant

Mme MEDJAHED A

Encadrant

Année universitaire : 2018 - 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à :

Mon père : qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Merci pour les valeurs nobles transmises et reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Ma mère : qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie. Merci pour l'éducation et le soutien permanent venus de toi.

Mon frère : qui n'a cessé d'être pour moi exemple de persévérance, de courage et de générosité. Merci d'être saignés pour moi.

Mes grands-parents, mes oncles et ma tante : qui m'ont soutenu durant toute ma vie et mon cursus.

Mehiaoui Chahira : pour tout son amour, assistance, soutien et sa présence dans ma vie.

Mes professeurs : de Génie Civil qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis. Au-delà de la formation vous avez contribué à mon éducation.

A ma collègue hadjer avec qui j'ai préparé ce mémoire.

Ainsi, à tt mes camarades.

CHERIF TARIK

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A l'âme de ma grande mère Rabia et mes deux oncles Sidi Mohamed et Moustapha que dieu les accueillent dans son vaste paradis

A mes chers parents, qui ont tout sacrifié pour mon bien et qui ont éclairé ma route par leur compréhension et leur soutien

Les prunelles de mes yeux mes trésors et le bonheur de ma vie mon cher Papa et ma tendre maman qui m'ont toujours guidé et soutenu et qui m'ont apporté leurs appuis durant toutes mes années d'étude.

A mes très chères sœurs Karima, Rabia, Nihed Rania et Djihen Likaa qui m'ont toujours aidé et encouragé, Et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études, je vous souhaite une vie pleine de joie et de réussite.

A mon cher fiancé Moustapha Kamel qui était toujours à mes côtés, ton soutien, tes conseils m'ont permis de réussir mes études. Que ce travail soit un Témoignage de ma reconnaissance et de mon amour sincère et fidèle.

A mes deux neveux Riad et Mohamed Louay Mehdi et mes deux nièces Hoyem Serine et Israa Baya et les deux princesses Rajaa et Douaa : je vous aime énormément.

A mes beaux-frères Okba Abdelhafid et Mohamed Fares.

A ma grande mère et mes deux grands-pères pour leurs encouragements, et souhaits de bonheur de santé et de succès.

A mes oncles maternels Abdelhamid, Fethi, Ghouti et Abdelkrim, a ma tante Fatima Zohra.

A tous mes oncles et tantes paternelles.

A mon binôme Tarik avec qui j'ai partagé ce travail.

A tous mes cousins et cousines.

A tous mes amies et collègues d'études.

BOUCHENAK KHELLADI HADJER

Remerciements

Nous remercions le Dieu tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à terme ce modeste travail.

Nous remercions nos parents, pour tous leurs amours, leurs Encouragements, et leurs soutiens.

Nous voudrions remercier chaleureusement et avec gratitude nos Encadreurs Pr : « MATALLAH MOHAMMED » Pour ses précieux conseils, ses apports importants et ses encouragements. Et Mme MEDJAHED AMINA, pour son aide et le temps qu'elle a consacré pour nous et surtout pour ses attitudes professionnelles. Nous remercions la présidente de jury Dr BENMENSOUR N ainsi que l'examineur Pr BOUKLI HACENE SMA d'avoir acceptée de lire et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Nous tenons à remercier Mr BENYACOUB A. du CTC Tlemcen de nous avoir aidé dans la collecte des informations durant la période de notre projet de fin d'études.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département Génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, nous adressons nos remerciements à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

Cherif Tarik & Bouchenak Khelladi Hadjer

Table des Matières

Dédicaces.....	i
Dédicaces.....	ii
Remerciements.....	iii
Table des Matières.....	v
ملخص.....	ix
Résumé.....	xi
Abstract.....	xiii
Notations.....	xv
Liste des Tableaux.....	xix
Liste des Figures.....	xx
Introduction Générale.....	xxii
Chapitre 1.....	1
GÉNÉRALITÉS.....	1
1.1 Introduction.....	2
1.2 Condition d'utilisation du dimensionnement plastique :.....	2
1.3 Avantages et inconvénients du dimensionnement plastique:.....	3
1.4 Comparaison entre le dimensionnement élastique et plastique :.....	4
1.4.1 Intérêt économique :.....	4
1.4.2 Gain du moment plastique :.....	4
1.4.3 Gain du poids:.....	4
1.5 Solution plastique exacte :.....	5
1.5.1 Méthode statique :.....	5
1.5.2 Méthode cinématique :.....	6
1.5.3 Méthode mixte :.....	7
1.6 Rupture par flexion plastique et notion de Rotule plastique :.....	7
1.7 Loi moment courbure :.....	10
1.8 Justifications réglementaires :.....	12
1.9 L'Eurocode 3 :.....	13
1.10 L'Eurocode 2 :.....	13
1.11 L'Eurocode 8 :.....	15
1.12 Calcul du moment plastique pour une section en béton armé :.....	16
Conclusion.....	17
Chapitre 2.....	19

Calcul statique (élastique et plastique) d'une structure métallique.....	19
2.1 Introduction.....	20
2.2 Exemple de calcul d'une poutre continue en acier soumise à des charges ponctuelles :.....	20
2.2.1 Dimensionnement élastique :.....	20
2.2.2 Dimensionnement plastique :.....	22
2.2.3 Facteur de forme:.....	24
2.3 Application sur des éléments de structures :.....	25
2.3.1 Caractéristiques de la structure choisie :.....	25
2.3.1.1 Présentation de la structure :.....	25
2.3.1.2 LES DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE:.....	26
2.3.1.3 Règlements utilisés:.....	26
2.3.1.4 Mode de construction :.....	26
2.3.2 Descente des charges:.....	27
2.3.2.1 Plancher étage courant :.....	28
2.3.2.2 Plancher terrasse (inaccessible):.....	28
2.3.2.3 Charges climatiques (Effet de la neige):.....	29
2.3.3 Étude des différents types de chargement pour les poutres continues dans le sens principal du bâtiment R+5:.....	30
2.3.3.1 Types de chargements :.....	30
2.3.3.2 Le chargement appliqué :.....	31
2.3.3.3 Dimensionnement élastique:.....	32
2.3.3.4 Dimensionnement plastique:.....	34
2.3.4 Étude des différents types de chargement pour les poutres continues dans le sens secondaire du bâtiment R+5:.....	37
2.3.4.1 Types de chargement:.....	37
2.3.4.2 Le chargement appliqué:.....	37
2.3.4.3 Dimensionnement élastique:.....	38
2.3.5 Dimensionnement plastique:.....	40
2.3.6 Comparaison en termes de poids :.....	41
Conclusion:.....	43
Chapitre 3.....	45
Calcul statique (élastique et plastique) d'une structure en béton armé	45
3.1 Introduction.....	46
3.2 Application sur les éléments résistants d'une structure :.....	46
3.2.1 Présentation de l'ouvrage :.....	46

3.2.2	Données du site:	47
3.2.3	Caractéristiques géotechniques du sol:	47
3.2.4	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:	47
3.2.5	Présentation de la méthode de calcul aux états limites:	47
3.2.6	Caractéristique mécanique des matériaux :	48
3.3	Descente de charge :	52
3.3.1	Plancher terrasse inaccessible :	52
3.3.2	Plancher étage courant :	52
3.3.3	Murs:	53
3.4	Calcul élastique linéaire:	53
3.4.1	Prédimensionnement des éléments:	53
3.4.1.1	Les poutres :	53
3.4.1.2	Les poteaux :	54
3.4.1.3	Les voiles:	56
3.4.2	Ferraillage des poutres :	56
3.4.2.1	Calcul du ferraillage de la poutre principale :	57
3.4.2.2	Calcul du ferraillage de la poutre secondaire :	59
3.5	Calcul plastique :	62
3.5.1	Moment plastique et ferraillage des poutres continues dans le sens principal: 62	
3.5.2	Moment plastique et ferraillage des poutres continues dans le sens secondaire:	63
3.6	Gain du poids:	64
3.7	Justification règlementaire vis-à-vis a la rotation plastique :	65
	Conclusion :	67
	Chapitre 4	69
	Analyse sismique non linéaire (plastique)	69
4.1	Introduction :	70
4.2	Analyse statique non linéaire en poussée progressive (PUSHOVER):	70
4.2.1	Principe de la méthode en poussée progressive :	70
4.2.2	Objectifs de l'analyse non linéaire:	71
4.2.3	Les avantages de l'analyse statique non linéaire :	71
4.2.4	Les limites de l'analyse statique non-linéaire :	71
4.2.5	Les méthodes Pushover et leurs applications dans les règlements sismiques récents :	72
4.2.5.1	Règlements ATC 40 (Applied Technology Council 40):	72

4.2.5.2	Réglements FEMA365 (Federal Emergency Management 365):	72
4.2.5.3	Eurocode 8 :	72
4.3	Spectre de demande	73
4.4	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité:	73
4.5	Détermination de la courbe de capacité:	75
4.5.1	Les éléments résistants :	75
4.5.2	Les voiles:	79
4.5.3	Définition du chargement de l'analyse Pushover:	81
4.5.3.1	Définition de l'analyse statique non linéaire sous charges gravitaires :	81
4.5.3.2	Définition de l'analyse sous charges horizontales:	82
4.5.4	Résultat de l'analyse pushover:	83
4.5.4.1	La courbe pushover de la structure:	83
4.5.4.2	Détermination du point de performance:	84
4.6	Développement des rotules plastiques par le logiciel SAP 2000:	86
4.6.1	Push over selon X-X (dernier step) :	86
4.6.2	Push over selon Y-Y (dernier step) :	87
4.7	Le déplacement cible	88
4.8	Ductilité :	92
4.9	Détermination du facteur de comportement :	93
4.9.1	Paramètres du Coefficient de comportement :	93
4.9.1.1	Facteur de sur résistance (R_s):	93
4.9.1.2	Facteur de redondance (R_R) :	95
4.9.1.3	Facteur de ductilité (R_μ):	95
4.9.2	Calcul du Coefficient de comportement :	95
4.10	Raideur de la structure au point de performance " K_p " et indicateur de dégradation global de la structure I_d :	96
	Conclusion :	97
	Conclusion générale et perspectives	99
	Bibliographie	101

ملخص

الهدف من هذا العمل هو إدخال الأبعاد البلاستيكية الهياكل المعدنية وهياكل الخرسانة المسلحة. البعد البلاستيكي الناتج عن ميكانيكا التمزق هو علم حديث إلى حد ما ، حيث شهد معظم تطوره النظري خلال القرن العشرين. يختلف هذا البعد عن الأبعاد المرنة عن طريق استخدام القدرة التبديلية (احتياطي البلاستيك) للمادة. يُقترح إجراء مقارنة ، من حيث الوزن الكلي للهياكل ، بين الأبعاد المرنة التقليدية والأبعاد البلاستيكية. الجزء الأول مخصص للحساب الثابت (تحت التحميل الرأسي) أو يكون للمهندس الاختيار بين هذين النوعين من التصميم من خلال تبرير المبادئ المختلفة المعتمدة قانوناً. في وقت لاحق ، سوف نعرض مثال على الحساب الزلزالي. على عكس الحساب الثابت ، بالنسبة للحساب الزلزالي ، يعد التوغل في مجال البلاستيك مطلباً تنظيمياً.

الكلمات الرئيسية حساب البلاستيك ، الكرة البلاستيكية ، EC3 ، EC2 ، RPA

Résumé

L'objectif de ce travail est d'introduire le dimensionnement plastique des structures métalliques et en béton armé.

Le dimensionnement plastique issu de la mécanique de la rupture est une science assez récente, qui a vu la majeure partie de ses développements théoriques au cours du XXème siècle. Ce dimensionnement diffère du dimensionnement élastique de par l'utilisation de la capacité dissipative (réserve plastique) du matériau.

On propose de faire une comparaison, en termes de poids total de la structure, entre un dimensionnement élastique classique et un dimensionnement plastique.

Une première partie est réservée au calcul statique (sous chargement vertical) où l'ingénieur possède le choix entre ces deux types de conception moyennant de justifier réglementairement les différents principes adoptés. Plus tard, on montrera un exemple de calcul sismique. Contrairement au calcul statique, pour le calcul sismique, l'incursion dans le domaine plastique est une exigence réglementaire.

- **Mots clés :** *Dimensionnement plastique, rotule plastique, EC 3, EC2, RPA.*

Abstract

The objective of this work is to introduce the plastic design of steel and reinforced concrete structures.

The plastic design derived from the fracture mechanics is a fairly recent science, which saw most of its theoretical developments during the twentieth century. This design process differs from the elastic design by the use of the dissipative capacity (plastic reserve) of the material.

In the present work, it is proposed to make a comparison, in terms of total weight of the structure, between a conventional elastic design and a plastic one.

A first part is reserved for the static design (under vertical loading) where the engineer has the choice between these two types of design by means of providing justifications of the different principles adopted. Later, we will show an example of seismic calculation. Unlike static computation, for the seismic computation, the incursion in the plastic field is a regulatory requirement.

.

- Key words: Plastic design, plastic hinge, EC2, EC3, RPA.

Notations

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H :

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

tw : Epaisseur de l'âme de profile.

tf: Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v: Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

D : Déplacement de l'isolateur FPS

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K₀ : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

K_p : La rigidité post-élastique de l'isolateur FPS

K_e : La rigidité élastique de l'isolateur FPS

K_v : La rigidité verticale de l'isolateur FPS

K_{eff} : La rigidité effective de l'isolateur FPS

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

M_{pl, Rd} : Moment plastique résistant.

M_{b, Rd} : Moment de la résistance au déversement.

N_{pl, Rd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

N_{b, Rd} : Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

N_{t, Sd} : Effort normale de traction.

N_{cSd} : Effort normal de compression.

$N_{c, Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

$n_{1,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques :

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β : L'amortissement effective de l'isolateur FPS

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices :

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

f_r : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

Corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

Liste des Tableaux

TABLEAU 1.1: AVANTAGES ET INCONVENIENTS DU DIMENSIONNEMENT PLASTIQUE	3
TABLEAU 1.2: COMPARAISON EN TERMES DE REGLEMENTATION ENTRE LE DIMENSIONNEMENT PLASTIQUE ET ELASTIQUE	12
TABLEAU 2.1: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFILE HEA 300	21
TABLEAU 2.2: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFILE HEA 200	23
TABLEAU 2.3: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.....	26
TABLEAU 2.4: VALEUR NOMINALES DES F_y DES ACIERS D'ARMATURE	27
TABLEAU 2.5: CARACTERISTIQUES DE L'ACIER S235	27
TABLEAU 2.6: CHARGE DU PLANCHER ETAGE COURANT	28
TABLEAU 2.7: CHARGE DE LA TERRASSE INACCESSIBLE	28
TABLEAU 2.8: CHARGE DE LA FAÇADE	29
TABLEAU 2.9: CHARGE DES ESCALIERS	29
TABLEAU 2.10: CHARGEMENT APPLIQUER POUR LES POUTRES PRINCIPALES DE LA TERRASSE	31
TABLEAU 2.11: CHARGEMENT APPLIQUER POUR LES POUTRES PRINCIPALES DES ETAGES COURANTS	32
TABLEAU 2.12: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFILE IPE 330	32
TABLEAU 2.13: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFILE IPE 200	36
TABLEAU 2.14: TYPE DE PROFILE POUR LES POUTRES PRINCIPALES POUR LES ETAGES COURANTS.	36
TABLEAU 2.15: TYPE DE PROFILE POUR LES POUTRES PRINCIPALES POUR LA TERRASSE.	36
TABLEAU 2.16: CHARGEMENT APPLIQUER POUR LES POUTRES SECONDAIRES DE LA TERRASSE	37
TABLEAU 2.17: CHARGEMENT APPLIQUER POUR LES POUTRES SECONDAIRES DES ETAGES COURANTS	38
TABLEAU 2.18: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFILE IPE 270	38
TABLEAU 2.19: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PROFILE IPE 220	41
TABLEAU 2.20: TYPE DE PROFILE POUR LES POUTRES SECONDAIRES POUR LES ETAGES COURANTS. ...	41
TABLEAU 2.21: TYPE DE PROFILE POUR LES POUTRES SECONDAIRES POUR LA TERRASSE.	41
TABLEAU 2.22: PROFILS UTILISES POUR LE DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT R+5 EN ACIER	42
TABLEAU 3.1: CARACTERISTIQUES GÉOMÉTRIQUES	47
TABLEAU 3.2: COEFFICIENT D'APPLICATION	50
TABLEAU 3.3: CHARGE DE LA TERRASSE INACCESSIBLE	52
TABLEAU 3.4: CHARGE DU PLANCHER ETAGE COURANT	52
TABLEAU 3.5: CHARGE PERMANENTE DES MURS EXTERIEURS	53
TABLEAU 3.6: CHARGE PERMANENTE DES MURS INTERIEURS.....	53
TABLEAU 3.7: PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX PAR NIVEAU	56
TABLEAU 3.8: SOLlicitation DE LA POUTRE PRINCIPALE (SAP2000).	57
TABLEAU 3.9: FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE DU R.D.C.....	58
TABLEAU 3.10: RÉCAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.....	59
TABLEAU 3.11: SOLlicitation DE LA POUTRE SECONDAIRE (SAP2000).	60
TABLEAU 3.12: FERRAILLAGE DE LA POUTRE SECONDAIRE DU R.D.C.....	61
TABLEAU 3.13: RÉCAPITULATIF DU FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES.....	61
TABLEAU 3.14: FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES PAR LE MOMENT PLASTIQUE.	63
TABLEAU 3.15: FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES PAR LE MOMENT PLASTIQUE.	64
TABLEAU 3.16: GAIN DU POIDS.	64
TABLEAU 4.1: COURBE DE CAPACITE DANS LA FORME (S_a S_d) DANS LE SENS X-X	85
TABLEAU 4.2: COURBE DE CAPACITE DANS LA FORME (S_a S_d) DANS LE SENS Y-Y	85
TABLEAU 4.3: DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES SELON PUSH X-X.....	87
TABLEAU 4.4: DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES SELON PUSH Y-Y	88
TABLEAU 4.5: DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES.	88
TABLEAU 4.6: VALEURS DU COEFFICIENT C_2	90
TABLEAU 4.7: FACTEUR DE SUR- RESISTANCE.....	93
TABLEAU 4.8 : PENALITE EN FONCTION DES CRITERES DE QUALITE Q	94

TABEAU 4.9: FACTEUR DE COMPORTEMENT	96
TABEAU 4.10 : RÉCAPITULATIF DES RESULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE (RRPA/RCALCULE)	96

Liste des Figures

FIGURE 1.1: NOTION DE LA ROTULE PLASTIQUE	8
FIGURE 1.2 : LIMITATION DE LA ROTATION D'UNE ROTULE PLASTIQUE.....	9
FIGURE 1.3: CONCEPT DE ROTULE PLASTIQUE.....	10
FIGURE 1.4: PREMIER BENEFICIAIRE DE LA PLASTICITE (LOI MOMENT-COURBURE).....	11
FIGURE 1.5: LOI MOMENT COURBURE D'UNE POUTRE EN DOUBLE TE	12
FIGURE 2.1: POUTRE A DEUX TRAVEES EN ACIER SOUMISE A DES CHARGES PONCTUELLES.	20
FIGURE 2.2: MOMENT FLECHISSANT PAR LOGICIEL SAP 2000	21
FIGURE 2.3: MODELE EN ELEMENTS FINIS EN 3D DE LA STRUCTURE.	25
FIGURE 2.4: ZONE DE LA NEIGE PAR COMMUNE	30
FIGURE 2.5: TYPES DE CHARGEMENT DES POUTRES PRINCIPALES.....	31
FIGURE 2.6: TYPES DE CHARGEMENT DES POUTRES SECONDAIRES	37
FIGURE 3.1: MODELE EN ELEMENTS FINIS EN 3D DE LA STRUCTURE.	46
FIGURE 3.2 : EVOLUTION DE LA RESISTANCE DU BETON A LA TRACTION FTJ EN FONCTION DE CELLE A LA COMPRESSION FCJ	49
FIGURE 3.3 : DIAGRAMME PARABOLE–RECTANGLE DES CONTRAINTES–DEFORMATIONS DU BETON ..	50
FIGURE 3.4 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON DE CALCUL A L'ELS	50
FIGURE 3.5 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION D'ACIER	51
FIGURE 3.6 : POTEAU LE PLUS SOLICITE.	55
FIGURE 3.7 : SECTION DE LA POUTRE PRINCIPALE	57
FIGURE 3.8 : SECTION DE LA POUTRE SECONDAIRE.	60
FIGURE 3.9 : POUTRE DANS LE SENS PRINCIPAL.	62
FIGURE 3.10 : POUTRE DANS LE SENS SECONDAIRE.	63
FIGURE 3.11 : ROTATION PLASTIQUE SELON MODEL CODE 78 ET LE MODELE ANALYTIQUE STUTTGART POUR DIFFERENTS TYPES D'ACIERS (ELIGEHAUSEN AND LANGER, 1987).....	65
FIGURE 3.12 : CAPACITE DE ROTATION PAR RAPPORT A LA PROFONDEUR RELATIVE DE L'AXE NEUTRE X/D POUR DIVERSES CLASSES D'ACIER (CEB-FIP MODEL CODE, 1990)	66
FIGURE 3.13 : VALEUR DE BASE DE LA CAPACITE ROTATION ADMISSIBLE DES SECTIONS EN BETON ARME POUR DES ACIERS DE CLASSE B ET C (HAUTE DUCTILITE) (EUROCODE 2-1992, 2004).	66
FIGURE 4.1: COURBE DE CAPACITE SPECTRALE (ATC 40)	70
FIGURE 4.2: TRANSFORMATION ADRS DU SPECTRE DE REPONSE.....	73
FIGURE 4.3: IDEALISATION SELON PAULY & PRIESTLEY.....	74
FIGURE 4.4: IDEALISATION SELON LE FEMA - 356.	74
FIGURE 4.5: LOI DE COMPORTEMENT DE LA ROTULE PLASTIQUE.....	75
FIGURE 4.6: AFFECTATION DU FERRAILLAGE CALCULE A L'ELEMENT	76
FIGURE 4.7: LOI DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DU POTEAU DU RDC.	77
FIGURE 4.8: DETERMINATION DES ROTULES PLASTIQUES DE L'ELEMENT ET AFFECTATION DE LA LOI DE COMPORTEMENT BILINEAIRE AU TYPE DE LA ROTULE PLASTIQUE.	77
FIGURE 4.9: AFFECTATION DES ROTULES PLASTIQUES AUX ELEMENTS POTEAUX.....	78
FIGURE 4.10: HINGES POUR LES POUTRES.....	78
FIGURE 4.11: AFFECTATION DES ROTULES PLASTIQUES AUX ELEMENTS POUTRES.	79
FIGURE 4.12: DEFINITION DE L'ELEMENT NON LINEAIRE DE TYPE (SHELL – LAYERED / NON-LINEAIRE). 80	
FIGURE 4.13: AFFECTATION DE LA NON LINEARITE ET ATTRIBUTION DU FERRAILLAGE	80
FIGURE 4.14: DEFINITION DES COUCHES.	81
FIGURE 4.15: DEFINITION DU CHARGEMENT DE L'ANALYSE PUSHOVER SOUS CHARGES GRAVITAIRES. 82	
FIGURE 4.16: DEFINITION DE L'ANALYSE PUSHOVER DANS LE SENS XX.	83
FIGURE 4.17: COURBES DE CAPACITE PUSHOVER DANS LE SENS X_X.	83
FIGURE 4.18: COURBES DE CAPACITE PUSHOVER DANS LE SENS Y_Y.	84
FIGURE 4.19: DETERMINATION DU POINT DE PERFORMANCE DANS LE SENS X_X.....	84

FIGURE 4.20: DETERMINATION DU POINT DE PERFORMANCE DANS LE SENS Y_Y.	85
FIGURE 4.21: DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES OBTENUES PAR SAP2000 SENS X-Z.	86
FIGURE 4.22: DEVELOPPEMENT DES ROTULES PLASTIQUES OBTENUES PAR SAP2000 SENS Y-Z.	86
FIGURE 4.23: IDEALISATION SELON LE FEMA – 356 POUR PUSH XX.	92
FIGURE 4.24: IDEALISATION SELON LE FEMA - 356 POUR PUSH YY.	92

Introduction Générale

La mécanique de la rupture est une science assez récente qui a vu la majeure partie de ses développements théoriques au cours du XX^{ème} siècle. Le dimensionnement à la rupture qui est né principalement de la mécanique de la rupture est basé sur la façon d'utiliser la capacité de résistance et la ductilité des matériaux traités jusqu'à leurs maximums en vue de prévoir le comportement au point de la rupture (la ruine). Les avancées scientifiques dans la prévision du comportement des structures et le besoin de réduire les couts rendent cette problématique de plus en plus importante dans le processus de conception. En plus des situations de dimensionnement, l'ingénieur est appelé, dans certains cas, à vérifier la stabilité des structures existantes. A cet effet, un calcul à la rupture est obligatoire pour connaitre les limites d'une structure en service. Le calcul plastique des structures exploite les réserves de résistance du matériau (Acier ou béton armé) à différents niveaux : [1]

- Le matériau : côté ductilité.
- La section : facteur de forme
- L'élément de structure : hyperstaticité, capacité de rotation et matériau/instabilité.

Sous chargements statiques, l'ingénieur possède le choix entre un calcul élastique et un calcul plastique. Généralement, la réglementation offre la possibilité de calcul plastique dans les situations de vérification de stabilité (réhabilitation, ...), mais on peut se permettre d'exploiter les réserves plastiques lors d'un pré-dimensionnement moyennant d'apporter les justifications nécessaires. D'autre part, pour un calcul sismique, hormis pour les structures dites spéciales, la réglementation exige l'incursion dans le domaine plastique.

Dans ce travail, on propose une comparaison entre un dimensionnement élastique et plastique. *L'objectif n'est pas de faire un dimensionnement complet de tous*

les éléments. On se limitera à dimensionner quelques éléments structuraux (poutres, ..) et de faire une comparaison en termes de poids total de ces éléments.

Un premier chapitre est réservé aux généralités. Le deuxième et troisième chapitre traite de dimensionnement plastique et élastique des structures métalliques et en béton armé. Le dernier chapitre est dédié au calcul sismique. Le travail est achevé par des conclusions générales.

Chapitre 1

GÉNÉRALITÉS

1.1 Introduction :

Dans le domaine de l'ingénierie pratique, L'ingénieur est appelé à réaliser deux missions principales : dimensionner les structures ou vérifier leurs stabilités. Le dimensionnement plastique est assez récent. La réglementation n'est pas encore assez dotée de règles claires justifiant son utilisation. Ceci est valable pour le calcul statique. Pour le dimensionnement sismique, en raison d'une nécessité absolue de réduire le cout de constructions, les notions de dissipation plastique ont été exploitées depuis très longtemps.

1.2 Condition d'utilisation du dimensionnement plastique :

L'ingénierie pratique ne peut pas se permettre des calculs sophistiqués avec des moyens importants. L'objectif de l'établissement des règles de calcul est de simplifier la tâche à l'ingénieur pour pouvoir réaliser le dimensionnement avec des formules simples à appliquer. Par exemple, l'hypothèse de plasticité parfaite, après l'atteinte de la limite élastique, revient à ignorer les effets de l'écroutissage, ce qui nous place du côté de la sécurité. Sachant qu'aucun matériau n'est élastoplastique parfait. Cette simplification est à la base de règles de calcul dans l'analyse plastique ou l'analyse limite.

Afin de pouvoir utiliser l'analyse plastique, nous devons satisfaire les différentes conditions de l'Eurocode 3 pour les structures en aciers et les conditions de l'Eurocode 2 pour les structures en béton armé. Le dimensionnement parasismique est réglementé dans l'EC8.

Selon l'EC3. L'acier doit satisfaire certaines conditions pour être utilisé dans l'analyse globale plastique. Ces conditions ne seront pas développées, car toutes les nuances d'acier actuellement utilisées en construction métallique satisfont les exigences de l'Eurocode 3. Sur les sections transversales, plusieurs conditions sont imposées, mais voici les plus importantes :

- La section transversale doit être de classe 1.
- La stabilité au droit des rotules plastiques doit être assurée.
- Acier suffisamment ductile.
- Rotation des sections sous moment constant.

Chapitre 1 Généralités

- Capacité de rotation suffisante.
- Chargement quasi-statique.
- Assemblage suffisamment rigide.
- Pas d'autres formes de ruine avant la charge ultime.

Pour le dimensionnement des structures en béton armé, l'ingénieur cherche toujours une conception ductile pour éviter les ruptures fragiles. Ainsi, pour pouvoir se plastifier, la section BA doit satisfaire certaines conditions lors de la conception (taux d'armature adéquat, résistance à la compression, ..). Pour le calcul statique, l'EC2 exige certaines vérifications quant à la capacité de rotation plastique. Pour l'EC8, le dimensionnement plastique est trivial. Son application nécessite tout de même une maîtrise des notions de ductilités et de dissipation plastique.

1.3 Avantages et inconvénients du dimensionnement plastique:

Le tableau ci-après résume *quelques* avantages et inconvénients du dimensionnement plastique.

Tableau 1.1: Avantages et inconvénients du dimensionnement plastique

Avantages	Inconvénients
Réduction des coûts de fabrication et de montage.	Dimensionnement des structures plus riche, mais complexe.
Meilleure optimisation des éléments assemblés.	La structure perd sa rigidité (un degré d'hyperstaticité avec chaque rotule).
Permet de justifier des structures existantes (Analyse de stabilité).	L'analyse de ce type prend beaucoup de temps.
Plus de souplesse dans la réhabilitation.	Déformation non réversible et difficulté de s'assurer du taux de ces déformations

1.4 Comparaison entre le dimensionnement élastique et plastique :

Le calcul élastique consiste à vérifier la résistance des éléments en considérant que toutes les fibres restent dans le domaine élastique, alors que le calcul plastique permet d'exploiter la ductilité du matériau plus au moins grandes dans le domaine plastique.

1.4.1 Intérêt économique :

Il est évident qu'en termes d'économie, le calcul plastique permet une réduction des sections utilisées. En effet, tout en vérifiant l'équilibre vis-à-vis des sollicitations exercées, le fait de faire travailler une section à sa limite permet de faire un gain considérable en termes de coût. Des exemples de calcul seront fournis dans la suite de ce travail.

1.4.2 Gain du moment plastique :

Le calcul plastique procure un gain qui peut être exprimé en termes de coefficient. Pour une analyse globale plastique, le gain du moment plastique procuré par la redistribution plastique des contraintes ne dépend pas seulement du type de la section, mais aussi des charges appliquées (pour une structure). Pour le calcul du facteur de forme (gain du moment plastique) on utilise la formule suivante :

$$\alpha = \frac{M_{pl}}{M_{el}}$$

Avec :

α : Facteur de forme, M_{pl} : Moment plastique, M_{el} : Moment élastique

Ce facteur renseigne sur la réserve plastique procurée par l'incursion dans le domaine plastique d'une section formée de matériaux ductiles.

1.4.3 Gain du poids:

L'analyse globale plastique peut aussi apporter un gain de poids qui peut être soit : [2]

- ✓ Positif : l'analyse globale plastique permet d'utiliser un profilé plus léger.
- ✓ Nul (la flèche est dimensionnante) : l'analyse globale plastique ne permet pas d'utiliser un profilé plus léger.
- ✓ Négatif : l'analyse globale plastique impose un profilé plus lourd.

L'analyse globale plastique permet quand cela est possible de diminuer la section d'un profilé donc le gain de poids varie entre les différents types de profilés. [1]

$$\text{Gain du poids} = \left(1 - \frac{P_{pl}}{P_{el}}\right) * 100$$

1.5 Solution plastique exacte :

Aujourd'hui, l'analyse limite a pris une place considérable dans le processus de conception et de dimensionnement des structures. Le calcul non linéaire (plastique par exemple) permet de prédire la limite de résistance (de ruine) d'une structure et sa manière de se comporter lors de chargement. Par exemple, une courbe de capacité renseigne sur l'histoire d'une structure soumise à un chargement pendant toute sa vie. L'analyse limite permet, sans retracer l'histoire complète de la structure, de fournir sa résistance maximale. Même si aujourd'hui, des logiciels de calculs ont été conçus pour réaliser ce genre de calcul, le calcul exact manuel reste d'un grand intérêt dans plusieurs situations.

Pour le calcul non linéaire plastique, la solution exacte pour des problèmes dominés par une rupture par flexion plastique doit remplir les trois conditions suivantes : [1]

- ❖ L'équilibre ;
- ❖ $M \leq M_P$;
- ❖ Un mécanisme se forme.

Cette solution est statiquement et/ou cinématiquement admissible. Pour y parvenir, deux grandes méthodes peuvent être utilisées.

1.5.1 Méthode statique :

Comme son nom l'indique, elle est basée sur des équilibres exprimés en fonction des variables statiques. Cette méthode consiste à trouver un équilibre possible sans dépasser nulle part la capacité plastique et de vérifier ensuite si un mécanisme se forme. Une vérification est nécessaire pour l'admissibilité statique de la solution. [2]

1.5.2 Méthode cinématique :

Elle est basée sur la notion de mécanisme de ruines. Pour une rupture en flexion plastique, par exemple, elle consiste à introduire un certain nombre de rotules plastiques de façon à transformer la structure ou une de ses parties en un mécanisme, en respectant l'équilibre entre forces extérieures et efforts intérieurs. On peut donc appliquer le principe des travaux virtuels au mécanisme. En vérité il s'agit du principe de puissances virtuelles (car il s'agit d'une dissipation plastique), mais la formulation est la même que celle PTV.

On définit des mécanismes indépendants (mécanisme de poutre, de panneau et de joint, ...) et des mécanismes combinés, qui peuvent être trouvés par combinaison systématique des mécanismes indépendants. En pratique on n'étudie souvent que quelques mécanismes plausibles et vérifie la condition plastique $M \leq M_P$. Ce procédé demande une certaine habileté qui s'acquiert rapidement dans la pratique.

Dans cette méthode il existe deux approches :

- 1) Rechercher tous les mécanismes possibles et déterminer celui d'entre eux qui est le mécanisme de ruine réel ;
- 2) Recherche de tous les mécanismes simples linéairement indépendants puis faire la combinaison linéaire de ces mécanismes élémentaires pour tendre vers un mécanisme combiné qui est le mécanisme de ruine réel.

Démarche à suivre pour la recherche de tous les mécanismes possibles : [3]

- Déterminer le degré d'hyperstaticité N ;
- Déterminer le nombre de rotules plastiques requis pour former un mécanisme : $N + 1$;
- Déterminer le nombre de sections potentiellement critiques s ;
- Déterminer le nombre de mécanismes possibles

$$C_s^{N+1} = \frac{s!}{(N+1)![s-(N+1)]!};$$

- Identifier les divers mécanismes possibles ;
- Déterminer successivement les valeurs des multiplicateurs cinématiques $l_{1,i}$;

- Sélectionner le mécanisme de ruine réel comme étant le mécanisme caractérisé par $\min(l_{i,i})$;
- Le nombre total C_s^{N+1} de mécanismes possibles comprend notamment des mécanismes de ruine partielle, qui sont simplement des mécanismes à $(N+1)$ rotules dont certaines ne tournent pas ;
- Lorsque le nombre C_s^{N+1} est faible, la méthode est envisageable et assure pratiquement de trouver le mécanisme de ruine réel ;
- Si ce nombre C_s^{N+1} est élevé, le travail de caractérisation de tous les mécanismes possibles est fastidieux ; on recourt alors de préférence à la deuxième approche (combinaison linéaire de mécanismes simples linéairement indépendants).

1.5.3 Méthode mixte :

Une méthode mixte a été développée. Elle est basée sur l'utilisation de la méthode cinématique (utilisation du principe des travaux virtuels) pour l'écriture de l'équilibre. Les mécanismes de ruines sont déduits mathématiquement par les équations des autocontraintes issues de la méthode statique. Ainsi, la programmation est simple, car aucune identification de mécanisme n'est nécessaire.

1.6 Rupture par flexion plastique et notion de Rotule plastique :

La rupture dans les structures de génie civil peut être la combinaison de plusieurs sollicitations. Cependant, la flexion reste dominante. Ainsi, l'ingénieur cherche toujours une conception ductile qui est basée sur une rupture par une plastification successive des éléments de structures. Une rupture par effort tranchant serait dangereuse. [4]

Lors d'une rupture par flexion plastique, des endroits sont choisis au préalable pour gérer la dissipation. Ces zones servent de *fusibles*.

Une rotule est une zone plastifiée, dans laquelle la courbure croît très fortement par rapport aux parties adjacentes. Lorsque les charges augmentent jusqu'à leurs valeurs ultimes, apparaît un mécanisme de ruine qui est composé de tronçons rigides reliés entre eux par des rotules plastiques. La formation d'une rotule plastique d'une structure

Chapitre 1 Généralités

entraîne un changement du mode de comportement de la structure, en offrant un degré de liberté supplémentaire.

La redistribution plastique est donc une redistribution des efforts internes suite à la formation d'une rotule plastique. Dans une structure hyperstatique d'ordre N , il sera possible de créer $N+1$ rotules plastiques avant la rupture de l'ouvrage par instabilité.

➤ Notion de rotule plastique [5]:

Une rotule plastique est caractérisée par :

- ✓ Une courbe moment-courbure :

La poutre a un comportement élastique parfaitement plastique : elle reste élastique jusqu'à l'instant où le moment plastique M_{pl} est atteint, puis elle fléchit plastiquement à moment constant.

- ✓ Pas de plastification due à T ou à N ;
- ✓ Localisation des déformations (de la courbure).

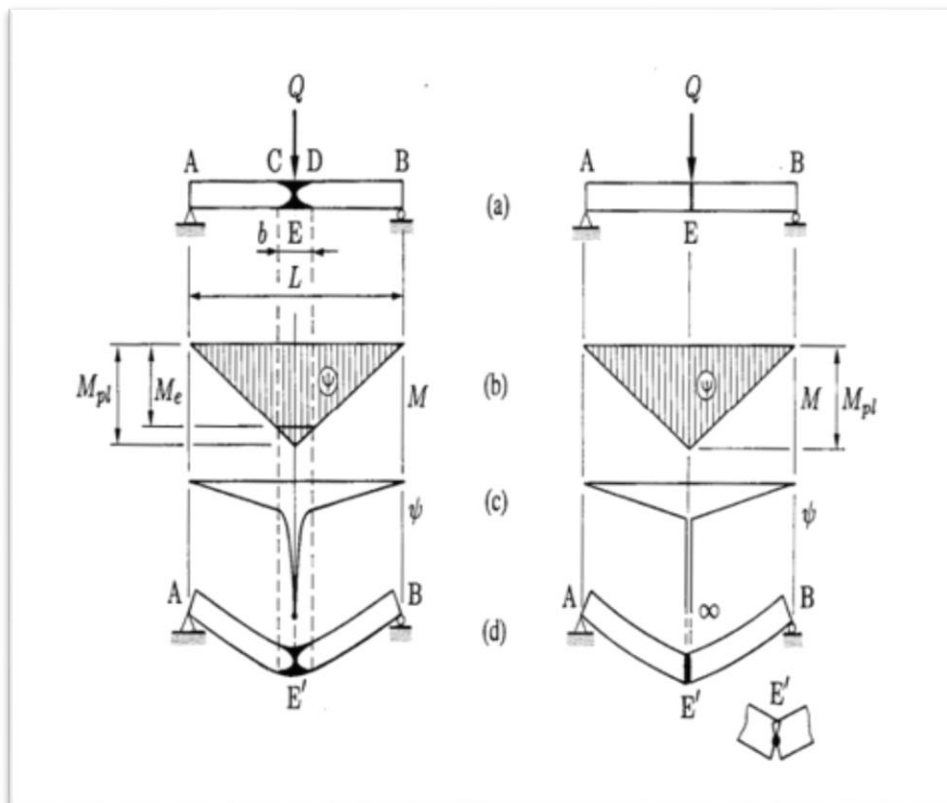


Figure 1.1: Notion de la rotule plastique

Chapitre 1 Généralités

Pour le modèle gauche c'est le modèle réel, on a une localisation de courbure dans CD, AC et DB restent élastiques ; il y a deux tronçons qui fléchissent élastiquement et une zone élastoplastique;

Pour le modèle qui se trouve à droite c'est un modèle simplifié, on a une localisation de courbure en E poutre quasi-articulée en E' ; il y a deux tronçons rigides avec rotule plastique. C'est une modélisation rigide-plastique. La rotule est un terme abusif, car la rotation n'est pas libre (Figure 1.2).

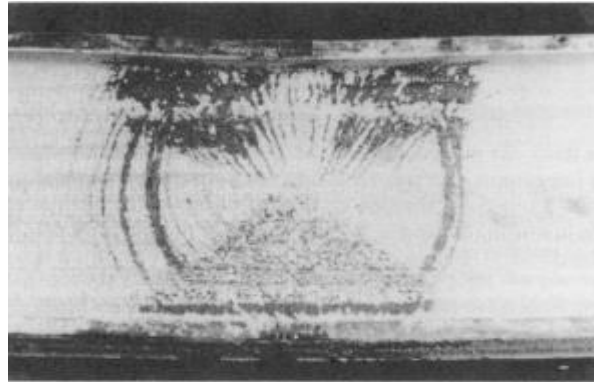
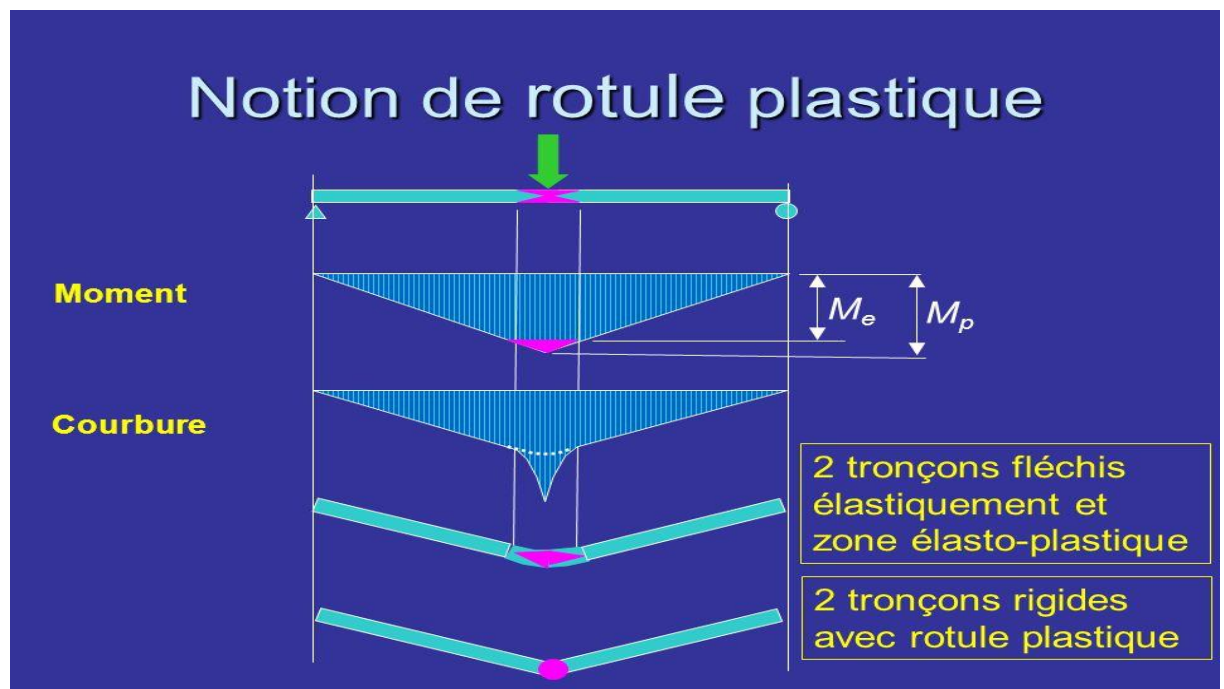


Figure 1.2 : Limitation de la rotation d'une rotule plastique

En-dehors de la rotule, les éléments sont élastiques et leur courbure est négligée devant la courbure naissant dans la rotule plastique (figure 1.3).



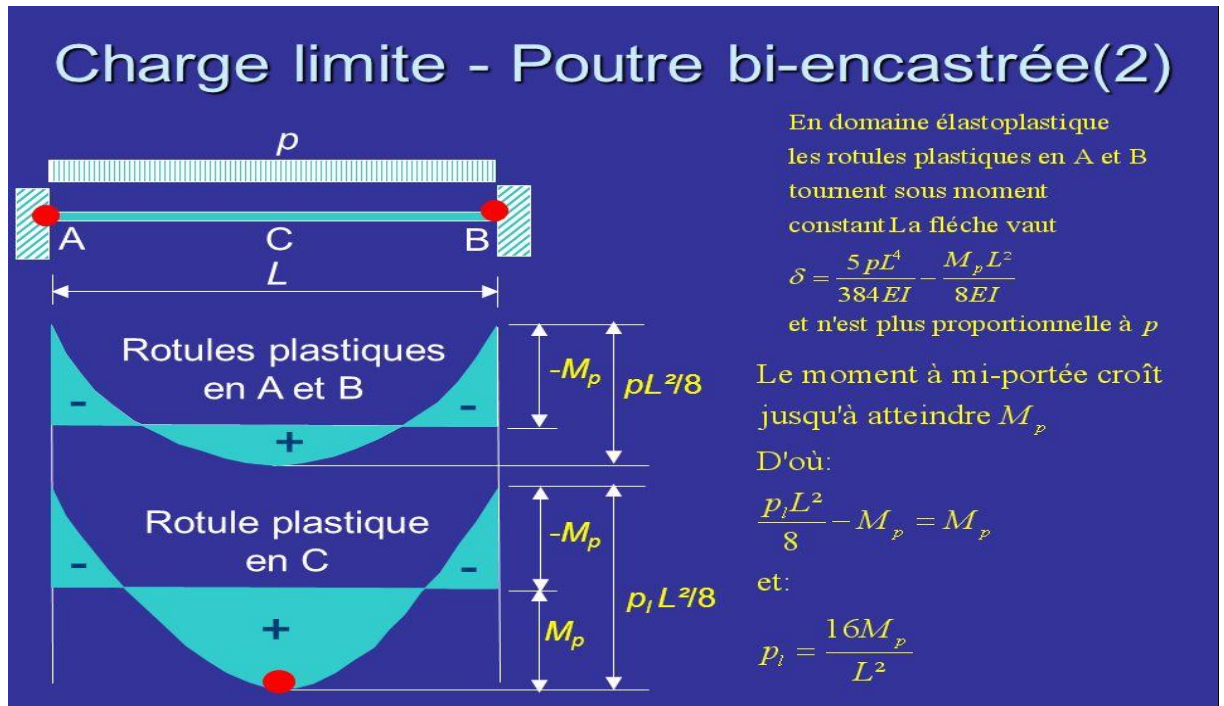


Figure 1.3: Concept de rotule plastique

1.7 Loi moment courbure :

La loi moment courbure est la relation à chaque instant entre le moment et la courbure. On préfère un diagramme non dimensionnel pour cela on utilise la courbe M/M_e en fonction de ψ/ψ_e [6]

Avec :

$$M_e = \frac{I \cdot \sigma_e}{Y_{max}}$$

$$\Psi_e = M_e / EI$$

I : inertie de la section ; σ_e : contrainte élastique; Y_{max} : distance entre le C.D.G et la fibre la plus éloignée, E : module de Young.

Si M tend vers M_p , Ψ tend vers l'infini et $f(\Psi_e/\Psi)$ tend vers 0 donc M/M_e est asymptotique à M_p/M_e

Le moment plastique peut être calculé aisément (pour des sections symétriques) par calcul des résultantes et bras de levier :

$$M_p = \sigma_e \cdot Z_{max}$$

Avec :

Chapitre 1 Généralités

Z_{\max} : moment statique.

La courbure ne peut atteindre le pliage ;

La déformation dans les fibres extrêmes finit par être telle qu'on entre dans le domaine de l'écroutissage jusqu'à atteindre la déformation de rupture.

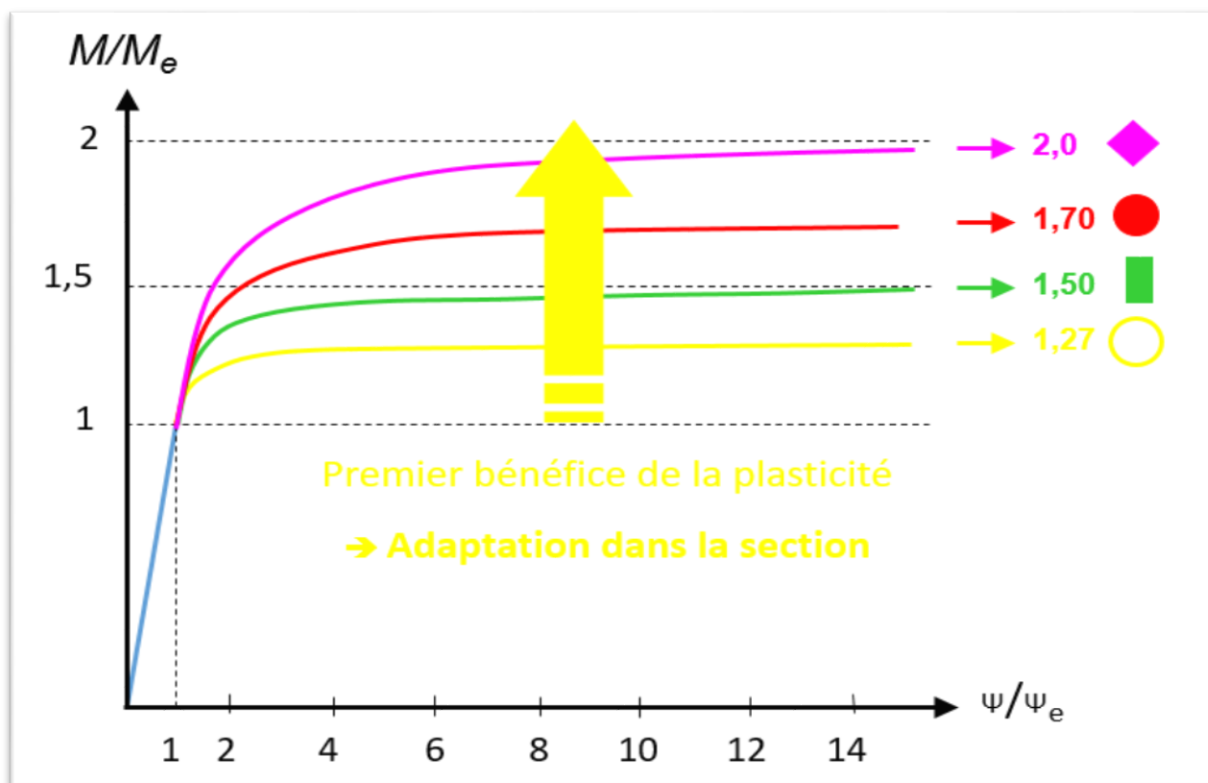


Figure 1.4: Premier bénéfice de la plasticité (loi moment-courbure)

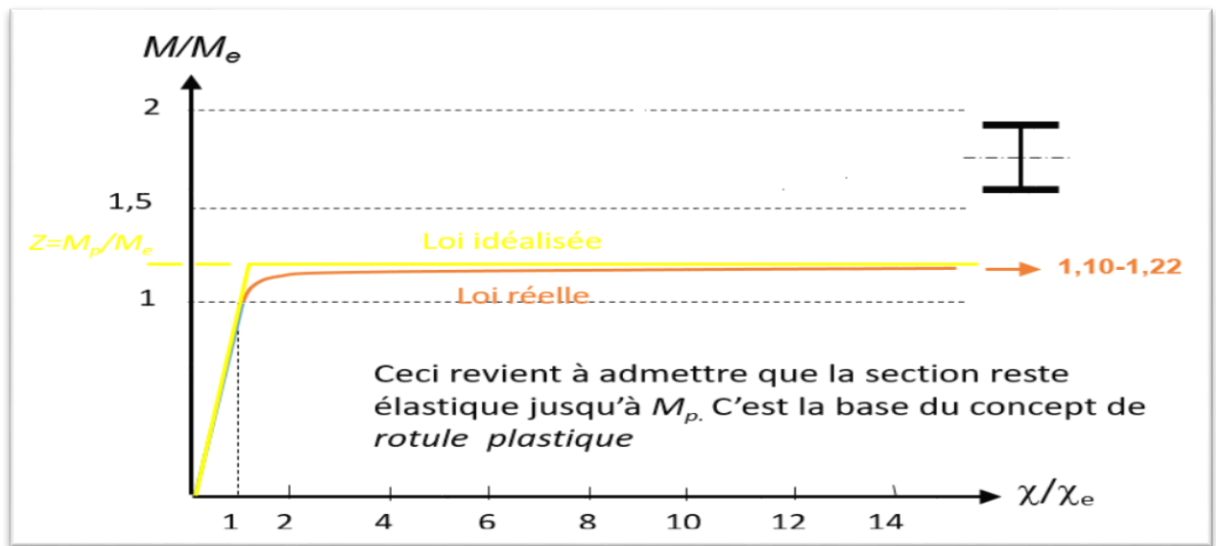


Figure 1.5: Loi moment courbure d'une poutre en double T

Pour des sections asymétriques, le calcul se fait par zones (tendues et comprimées). Pour une section non symétrique ou les sections composées (béton armé par exemple), le calcul est plus complexe. Il sera détaillé plus tard.

1.8 Justifications réglementaires :

Le dimensionnement plastique ne peut se faire que si des justifications réglementaires sont fournies. Le tableau suivant résume quelques éléments de comparaison en termes de réglementation entre un calcul élastique et un calcul plastique.

Tableau 1.2: Comparaison en termes de réglementation entre le dimensionnement plastique et élastique

Dimensionnement élastique	Dimensionnement plastique
Calcul à l'ELS et à l'ELU.	Calcul à l'ELU.
Toutes les classes des profilés (pour l'acier)	Profilé de classe 1 (pour l'acier)
Capacité de rotation non vérifiée.	Capacité de rotation plastique à vérifier.
L'analyse linéaire est parfois suffisante pour calculer la réponse dynamique.	L'analyse non linéaire peut produire des résultats beaucoup plus réalistes et plus fiables.

1.9 L'Eurocode 3 :

Avant de dimensionner une structure en analyse globale plastique, il faut que celle-ci respecte les différents critères imposés par l'Eurocode 3. La nuance d'acier utilisée n'est pas un réel critère, car toutes les nuances utilisées, pour l'instant, en construction métallique satisfont aux exigences de l'Eurocode 3. La classe de la section transversale doit absolument être de classe 1, sinon la rotule plastique ne peut pas apparaître ou ne possède pas une capacité de rotation suffisante. C'est le critère le plus important.

Les conditions de base de l'eurocode 3 sont les suivantes :

- Les structures étudiées seront dimensionnées en ELU et en ELS
- Les structures seront à deux dimensions et devront être hyperstatiques
- Les éléments composant les structures seront des profilés laminés à chaud de type IPE, HEA, HEB et HEM

D'autres considérations peuvent exister.

1.10 L'Eurocode 2 :

Pour les vérifications à l'état limite ultime des structures en béton armé, il est possible d'utiliser une analyse rigide plastique. Les déformations élastiques des éléments, des liaisons et des fondations étant faibles par rapport aux déformations plastiques. Les déformations plastiques sont concentrées dans les sections où les rotules plastiques sont susceptibles de se former. Il est alors nécessaire de s'assurer que la ductilité des sections critiques est suffisante pour que le mécanisme envisagé puisse se produire.

En partant du fait que le chargement maximal qu'une structure donnée peut supporter correspond à celui pour lequel l'effondrement se produit en raison de l'apparition d'un mécanisme plastique réaliste, l'analyse consiste à identifier le mécanisme critique. La charge maximale (c'est-à-dire la charge d'effondrement) peut être obtenue par l'application directe des théorèmes fondamentaux du calcul plastique. Ces théorèmes fondamentaux sont les théorèmes de limite inférieure et de limite supérieure, connus également sous les noms de théorème statique et théorème cinématique respectivement. Un troisième théorème, le théorème d'unicité, dit que, lorsque les conditions des deux théorèmes statique et cinématique sont satisfaites simultanément par un mécanisme

Chapitre 1 Généralités

donné pour le système de chargement étudié, la condition d'effondrement (charge, position, déplacement...) est trouvée.

Les exigences de ductilité, liées à la formation de rotules plastiques, peuvent être réputées satisfaites sans vérification explicite si les conditions suivantes sont vérifiées :

- les armatures de béton armé appartiennent soit à la classe B soit à la classe C,
- le rapport des moments sur appuis intermédiaires aux moments en travée est compris entre 0,5 et 2,

- l'aire de la section des armatures tendues est limitée de telle sorte que, quelle que soit la section considérée, $x_u/d \leq 0,25$ pour les bétons de classe de résistance $\leq C50/60$ ou, $x_u/d \leq 0,15$ pour les bétons de classe de résistance $\geq C55/67$

Dans le cas contraire, une méthode simplifiée applicable aux poutres et aux dalles continues portant dans une seule direction est proposée. Il convient tout d'abord de vérifier que $x_u/d \leq 0,45$ pour les bétons de classe de résistance $\leq C50/60$ ou que $x_u/d \leq 0,35$ pour les bétons de classe de résistance $\geq C55/67$. La vérification de la rotation plastique à l'état limite ultime est considérée comme satisfaite si l'on montre que, sous l'action considérée, la rotation calculée, θ_s est inférieure ou égale à $k_\lambda \theta_{pl,d}$ où $\theta_{pl,d}$ est la rotation plastique admissible donnée figure 1 et k_λ le coefficient de correction dépendant de l'élanement vis-à-vis de l'effort tranchant.

La figure 1.6 donne les rotations plastiques admissibles pour les bétons de classe de résistance inférieure à C50/60 ou égale à C90/105. Pour les classes de résistance comprises entre C50/60 et C90/105 la valeur de la rotation plastique admissible pourra être interpolée.

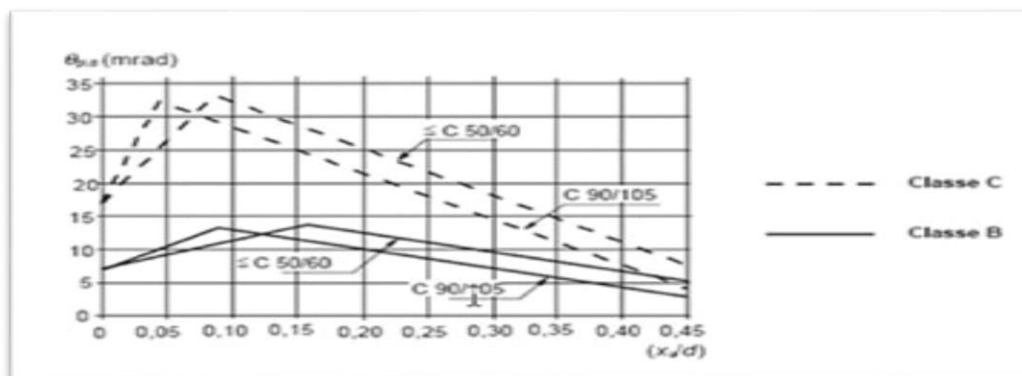


Figure 1.6: Valeur de base de la rotation plastique admissible, $\theta_{pl,d}$ des sections de béton armé pour des armatures de classe B ou C. les valeurs s'appliquent pour un élancement vis-à-vis de l'effort tranchant $\lambda=3$. [7]

$k\lambda = \lambda/3$ est le coefficient de correction dépendant de l'élancement vis-à-vis de l'effort tranchant, où λ représente la distance entre le point de moment nul et le point de moment maximal

Pour les poutres et les dalles continues portant dans une seule direction, la rotation θ_s peut être calculée sur une longueur égale à 1,2 fois la hauteur de la section (figure 1.7). On admet que ces zones subissent une déformation plastique. En supposant la courbure constante sur la longueur $1,2h$ on a, en considérant que les aciers en traction travaillent à leur limite de contrainte de calcul.

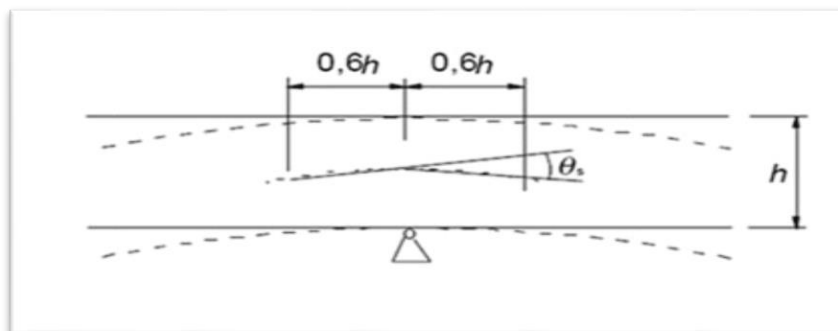


Figure 1.7: rotation plastique d'une section droite de béton armé dans le cas d'une poutre ou d'une dalle continue portant dans une seule direction. [7]

1.11 L'Eurocode 8 :

Le calcul sismique est basé sur l'incursion dans le domaine plastique pour la plupart des structures. Ce calcul est réglementé. On peut opter pour un calcul simplifié basé sur une réduction des charges à travers des coefficients qui décrivent les capacités

dissipatives (coefficient de comportement, ductilités ...). Pour un calcul précis, l'analyse non linéaire transitoire se base sur l'exploitation de la notion de rotule plastique (comme pour le calcul statique). Comme pour l'EC2, l'EC8 exige quelques vérifications en termes de capacité de rotation. Une étude critique de ces exigences est détaillée dans la thèse de A. Nouali [7].

1.12 Calcul du moment plastique pour une section en béton armé :

Sans exposer les formules mathématiques nécessaires au calcul d'un moment plastique (ou d'une courbe moment-courbure), on exposera les concepts de la théorie générale qui sert de base générale à ce type de calcul. Cette dernière est basée sur les cinq hypothèses fondamentales : [8]

- a) La théorie de flexion pour le béton armé suppose que le béton se fissure dans les régions des contraintes de traction et que, après fissuration, toutes les contraintes de traction sont portées par les armatures. On suppose également que la section droite d'une pièce demeure plane après déformation, de sorte qu'à travers la section la distribution des déformations est linéaire.
- b) L'état limite à la ruine est obtenu quand la déformation relative dans le béton ϵ_{cc} à la fibre la plus comprimée atteint une valeur spécifique ϵ_{cu} (les principaux codes la prennent égale à 3500.106).
- c) A la rupture (image instantanée de la ruine), la distribution des contraintes de compression dans le béton est définie par un bloc parabole-rectangulaire représente la distribution à la rupture quand les déformations compressives sont dans la marge plastique et elle est associée à la conception pour l'état limite ultime.
- d) Le bloc rectangulaire équivalent de contrainte est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle.
- e) Car il y a une compatibilité de déformations entre l'armature et le béton adjacent, les déformations d'acier dans la traction, ϵ_{st} , et dans la compression, ϵ_{sc} , peuvent être déterminées à partir du diagramme de déformations.

Conclusion

D'après ce chapitre nous avons exposé la méthode d'analyse globale plastique. Cette analyse est un outil puissant et très utile. Elle permet aux ingénieurs d'exploiter la richesse de la conception (en termes de ductilité, hyperstaticité..) Pour réaliser des gains économiques. Dans la suite de ce travail, on va appliquer cette méthode d'analyse sur un bâtiment (R+5). Ce dernier sera représenté dans les chapitres qui suivent.

Chapitre 2

Calcul statique (élastique et plastique) d'une structure métallique

2.1 Introduction

Dans le cadre de ce chapitre, nous fournirons les principes généraux et procédures pour le calcul plastique. Pour illustrer le calcul plastique, on commence par un exemple de calcul sur une poutre continue. Ensuite, on détaillera le calcul des éléments structuraux sous charges verticales d'une structure R+5 en charpente métallique. On fournira une comparaison entre le dimensionnement plastique et le dimensionnement élastique.

Remarque importante : Dans ce qui suit, on va traiter des poutres continues. Le calcul plastique sera basé sur la méthode cinématique. Théoriquement, le nombre de rotules plastique est égal à $N+1$ avec N ; le degré d'hyperstaticité. Dans l'ingénierie pratique, on doit s'assurer qu'aucune travée ne doit céder quel que soit le nombre de rotules formées. Autre chose, contrairement à l'analyse limite où on s'intéressera à la plus faible charge de ruine, pour le dimensionnement cette règle se traduit par le choix de la plus grande valeur de moment plastique.

2.2 Exemple de calcul d'une poutre continue en acier soumise à des charges ponctuelles :

La poutre étudiée est schématisée dans la figure 2.1.



Figure 2.1: Poutre à deux travées en acier soumise à des charges ponctuelles.

$$P_1=76,35 \text{ KN}$$

$$P_2=106,89 \text{ KN}$$

2.2.1 Dimensionnement élastique :

❖ Moment élastique:

Pour le calcul du moment élastique, les résultats obtenus sont illustrés dans la figure 2.2 :

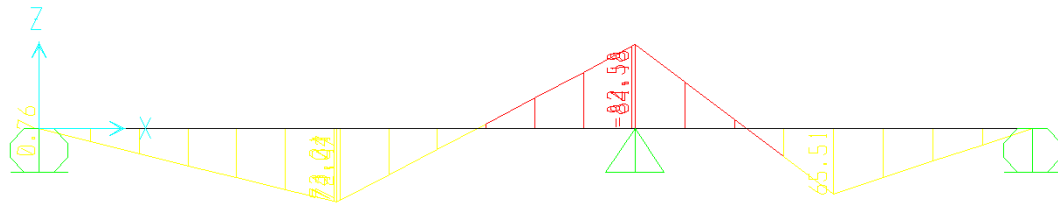


Figure 2.2: Digramme de moment fléchissant

Donc on a : $M_{el} = 84.17 \text{ KN}$

On a : $\frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{250}$

Donc : $I \geq \frac{5 \cdot Q \cdot L^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \cdot 5090 \cdot 600^3 \cdot 250}{384 \cdot 2100000}$

$I \geq 17042.41071 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \implies$ On choisit le profilé HEA300.

Tableau 2.1: Caractéristiques géométriques du profilé HEA 300

DÉSIGN ATION Abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A mm ² * 10 ²	H M m	B M m	t _f mm	I _y mm ⁴ * 10 ⁴	I _z mm ⁴ *10 ⁴	W _{pl-y} mm ³ *10 ³	W _{pl-z} mm ³ *10 ³	i _y mm	i _z mm
HEA300	88.3	112.5	290	300	14	18260	6310	1383	641.2	127.4	74.9

❖ Vérification de la résistance :

Moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_0}$$

$$M_{sd} = P \cdot l/3 = 76.35 \cdot 3/3 = 76.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl} \cdot \gamma_0}{f_y} = \frac{1383 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1.1} = 295.459 \text{ KN.m}$$

On a $M_{sd} = 76.35 \text{ KN.m} \leq M_{pl,y} = 295.459 \text{ KN.m}$

C.V

Effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = P$$

$$\text{et } V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 76.35 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 11250 - 2 \cdot 300 \cdot 14 + (8.5 + 2 \cdot 27) \cdot 14$$

$$A_v = 3725 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{3725 \cdot 235}{1.1 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 459.453 \text{ KN}$$

$$0.5 \cdot 459.453 = 229.727 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{sd} = 76.35 \text{ KN} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 229.727 \text{ KN}$$

C.V

❖ **Vérification de la classe de la section transversale :**

La semelle

$$b=300 \text{ mm}$$

$$C=b/2=300/2=150 \text{ mm}$$

$$t_f=14 \text{ mm}$$

$$C/t_f=150/14 = 10.71 \leq 11\epsilon \cong 11 \text{ donc la semelle est de classe 2.}$$

Ame fléchie

$$d=208 \text{ mm}$$

$$t_w=8.5 \text{ mm}$$

$$d/t_w=208/8.5 = 24.47 < 72\epsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section est de classe 2, car l'âme est de classe 1 et la semelle de classe 2.

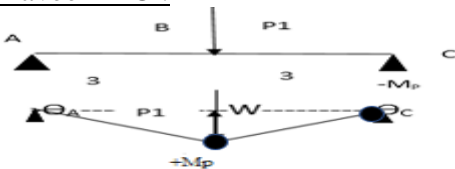
2.2.2 Dimensionnement plastique :

❖ **Moment plastique:**

Pour le calcul du moment plastique pour une poutre continue on utilise les formules de la méthode cinématique du chapitre précédent en calculant chaque travée séparément :



Travée ABC :



On a La travée = 6m

Les rotations en A et C sont égaux.

$$\theta_A = \theta_C = \frac{w}{3}$$

La rotation en B est égale à la somme entre les deux rotations des angles A et C.

$$\theta_B = \theta_A + \theta_C = 2 \cdot \theta_A = \frac{2w}{3}$$

En appliquant la méthode cinématique :

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i \cdot w_i = \sum M_p \cdot w_i$$

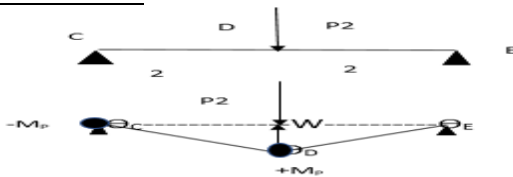
$$P_1 \cdot W_B = M_p \cdot (\theta_C + \theta_B)$$

$$\theta_C = \frac{w}{3}$$

$$\theta_B = 2 \cdot \theta_C = \frac{2w}{3}$$

$$P_1 \cdot 3 \theta_C = M_p \cdot (\theta_C + 2\theta_C) \text{ donc } M_P = 76.35 \text{ KN.m}$$

Travée CDE



On a la travée = 4m

$$\Theta_E = \Theta_C = \frac{w}{2}$$

$$\Theta_D = \Theta_E + \Theta_C = 2 * \Theta_C = w$$

\sum travail extérieur = \sum travail intérieur

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$P_2 * 2 * \Theta_c = M_p * (\Theta_c + 2\Theta_c) \text{ donc } M_p = 71,26 \text{ KN.m}$$

Donc, le moment plastique choisit est le plus grand $M_p = 76,35 \text{ KN.m}$

On a : $M_{pl} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_0}$ Donc : $W_{pl} = \frac{76.35 * 1.1}{235} 10^6$

$W_{pl} = 357,382 * 10^3 \text{ mm}^3$ On choisit le profilé HEA200.

Tableau 2.2: Caractéristiques géométriques du profilé HEA 200

DÉSIGNATION Abrégée	Poids P Kg/ m	Section A mm ² *10 ²	Dimension			Caractéristique					
			H Mm	b Mm	t _f mm	I _y mm ⁴ *10 ⁴	I _z mm ⁴ * 10 ⁴	W _{pl-y} mm ³ *10 ³	W _{pl-z} mm ³ *10 ³	i _y mm	i _z mm
HEA200	42.3	53.8	190	200	10	3692	1336	429.5	203.8	82.8	49.8

❖ Vérification de la résistance :

Effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = P$$

$$\text{et } V_{pl,rd} = \frac{A_v * f_y}{\gamma_{M0} * \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = 76.35 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 5380 - 2 * 200 * 10 + (6.5 + 2 * 18) * 10$$

$$A_v = 1805 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1805 * 235}{1.1 * \sqrt{3}} * 10^{-3} = 222.635 \text{ KN}$$

$$0.5 * 222.635 = 111.318 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 76.35 \text{ KN} \leq 0.5V_{pl,rd} = 111.318 \text{ KN}$

C.V

❖ **Vérification de la classe de la section transversale :**

La semelle

b=200 mm

C=b/2=200/2=100 mm

t_f=10 mm

C/t_f=100/10 = 1 ≤ 10ε ≅ 10 donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie

d=134 mm

t_w=6.5mm

d/t_w=134/6.5 = 20.62 < 72ε ≅ 72 donc l'âme est de classe 1.

La section est de classe 1, car l'âme et la semelle sont de classe 1.

❖ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{250}$$

$$\frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 5090 \cdot 600^4}{384 \cdot 2100000 \cdot 3692} = 1.108 \leq \frac{L}{250} = 2.4 \quad \text{C.V}$$

2.2.3 Facteur de forme:

Le facteur de forme est défini comme étant le rapport entre le moment plastique et le moment élastique max de la section. [9]

On a : $\alpha = \frac{M_P}{M_E}$

M_P=moment plastique maximum

M_E=moment élastique maximum



$M_P = \sigma_0 \times (A_c \cdot y_c + A_t \cdot y_t)$

$M_E = \sigma_0 \frac{I}{V_{max}}$

Pour le profilé HEA200

I=bh³/12

$I = \frac{300 \cdot 290^3}{12} - \frac{291.5 \cdot 262^3}{12} = 17.28 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$

A = (300*290) - (291.5*262) = 10627 mm²

A : section du profilé.

A_t=A_c=A/2=5313.5 mm²

V_{max}= $\frac{290}{2}$ =145 mm

M_E=σ₀* $\frac{17.28 \cdot 10^7}{145}$ =σ₀*11.92*10⁵ KN.m

M_P=σ₀*(14*300*138)*2+(131*8.5*65.5)*2=σ₀ 13.05*10⁵ KN.m

α = σ₀ 13.05*10⁵/σ₀*11.92*10⁵

α = 1,095

Interprétation des résultats :

Après avoir étudié la poutre précédente, en passant par le calcul élastique et plastique, on a dimensionné cette poutre, ou on a trouvé des résultats pour un profilé de HEA300 qui convient au dimensionnement élastique, et un HEA200 pour le dimensionnement plastique. Donc il est facile de déduire que pour le dimensionnement plastique on a un gain de poids du matériau, en comparant entre les deux profilés, et aussi on a trouvé un facteur de forme de 1.095, qui fait un gain du moment plastique de 9.5%.

2.3 Application sur des éléments de structures :

2.3.1 Caractéristiques de la structure choisie :

2.3.1.1 Présentation de la structure :

Le projet choisi est un bâtiment (**R+5**) en charpente métallique à usage d'habitation implanté en zone sismique I. Il s'agit d'un commandement de la gendarmerie nationale. Le terrain est plat. Un modèle numérique en élément finis est présenté sur la Figure 2.3.

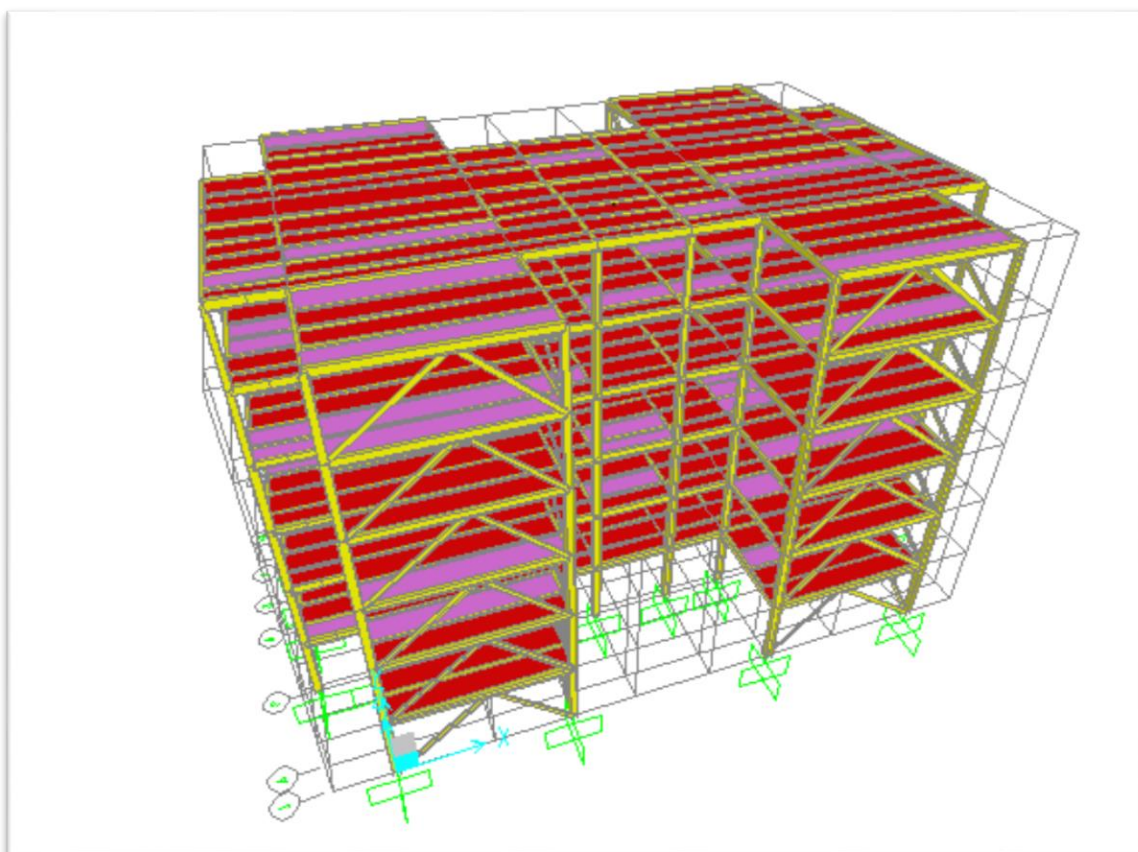


Figure 2.3: Modèle en éléments finis en 3D de la structure.

2.3.1.2 LES DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE:

Le présent projet à une forme rectangulaire caractérisée par les dimensions suivantes :

Tableau 2.3: Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Longueur totale du bâtiment	24.5m
Largeur totale du bâtiment	18.95m
Hauteur totale du bâtiment	19.11m
Hauteur du RDC	3.06m
Hauteur des étages courants	3.06m
Superficie du bâtiment	464.275m ²

2.3.1.3 Règlements utilisés:

Pour justifier la sécurité, on se base sur les règlements suivants :

- 1- RNVA99 : Règlement Neige et Vent.
- 2-RPA99/V2003 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- 3-BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- 4-DTRBC2.2 : Charge permanentes et exploitations.
- 5-CCM97 : Calcul des structures en acier.
- 6-EUROCODE 3.

2.3.1.4 Mode de construction :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception. Dans l'étude de notre projet, on a opté pour les matériaux suivant :

❖ Le béton armé:

A. Le béton :

Pour la réalisation de l'infrastructure et les dalles, le type de ciment utilisé est le CPA caractérisé par le dosage de **350Kg /m³** dont les autres caractéristiques sont les suivantes :

- Poids volumique $\rho = 25 \text{ Kg /m}^3$
- Résistances caractéristiques à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06(25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

B. Acier d'armatures :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles.

Si aucune précaution n'est prise, il peut subir des effets de corrosion.

C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture. Il est utilisé pour éviter la fissuration du béton sous les différentes charges. Les caractéristiques mécaniques des différents aciers d'armature sont mentionnées dans le tableau 2.4 suivant :

Tableau 2.4: Valeur nominale des F_y des aciers d'armature

Nuance		F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	F240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

❖ **L'acier:**
❖

On admet pour la nuance d'acier S235 qui a comme caractéristique :

Tableau 2.5: Caractéristiques de l'acier S235

Nuance	S235
Fu	360Mpa
Fy	235Mpa
Module d'élasticité longitudinale E	210000Mpa
Module de cisaillement G	$(E/2(1+\mu)) = 81000Mpa$
Poids volumique : γ acier	78,50KN/M3
Coefficient de poisson μ	0.3

2.3.2 Descente des charges:

La vocation essentielle de toute construction est de résister à son poids propre (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux surcharges d'exploitations (équipement, foule de personnes...) en plus chaque ouvrage est sollicité par des surcharges climatiques (neige, vent et température) et aux actions accidentelles. Ces dernières influencent sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

On ne s'intéressera qu'aux charges verticales. Car on propose de faire une comparaison statique sous charge verticale des éléments poutres. L'objectif de la présente étude n'est pas de faire un dimensionnement complet.

2.3.2.1 Plancher étage courant :

La descente de charge du plancher étage courant est donnée dans le tableau 2.6:

Tableau 2.6: Charge du plancher étage courant

Désignation	Ep(m)	Poids (daN/m ²)
Cloison de répartition	0.1	90
Revêtement carrelage	0.02	40
Lit de sable	0.02	34
Mortier de pose	0.02	40
Faux plafond	0.02	20
Dalle collaborant en béton armé	0.08	200
Tôle Hi-bond 55-750		9

$$G=433\text{daN/m}^2$$

$$Q=150\text{daN/m}^2$$

2.3.2.2 Plancher terrasse (inaccessible):

Le tableau 2.7 présente la descente de charge de la terrasse inaccessible.

Tableau 2.7: Charge de la terrasse inaccessible

Désignation	Ep(m)	Poids (daN/m ²)
Protection par gravillon	0.05	85
Forme de ponté béton	0.10	220
Blocs de liège	0.04	16
Etanchéité multicouche	0.02	12
Faux plafond	0.02	20
Dalle collaborant en béton armé	0.08	200
Tôle Hi-bond 55-750		9

$$G=562\text{daN/m}^2$$

$$Q=100\text{daN/m}^2$$

Les tableaux 2.8 et 2.9 représentent respectivement la descente de charge de la façade et des escaliers

Tableau 2.8: Charge de la façade

Désignation	Ep(m)	Poids (daN/m ²)
Enduit en plâtre	0.1	10
Enduit en ciment	0.1	20
Brique creuse	0.1	90

$$G=120\text{daN/m}^2$$

Tableau 2.9: Charge des escaliers

Désignation	Ep(m)	Poids (daN/m ²)
Tôle strié	0.05	45
Mortier de pose	0.02	40
Revêtement carrelage	0.02	40

$$G=125\text{daN/m}^2$$

$$Q=250\text{daN/m}^2$$

2.3.2.3 Charges climatiques (Effet de la neige):

La neige à un effet vertical sur les structures, les valeurs de ses charges sont en fonction de la région et l'altitude, l'accumulation de la neige sur la toiture de la structure produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure, le règlement RNV version 2013 s'applique sur l'ensemble des constructions en Algérie situé à une altitude inférieure à 2000m (article 2.1 RNV 2013). Notre projet se situe à une altitude de 700 m.

$$H = 700 \text{ m}$$

Charge de la neige:

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est caractérisée par la formule suivante :

$$S = \mu * S_K$$

S: la charge caractéristique de la neige par unité de surface $\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

μ : le Coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture, appelé le coefficient de forme.

$$S_K = \text{Charge de neige sur le sol (dépend de la Zone)KN/m}^2.$$

A_ charge de la neige au sol S_K :

TLEMCCEN		
13	Groupe de commune I	A
	TLEMCCEN, HAMMAM BOUGHERARA, ZENETA, OULED-RYAH, SABRA, SIDI-MEDJAHED, BENI-SNOUS, BENI-BAHDEL, SEBDOU, AIN-TALLOUT, AIN-FEZZA, MANSOURAH, OUED-CHOULI, MAGHNA, BENI MESTER, BOUHLOU, BENI-BOUSSAID, AZAIL, AIN GHORABA, BENI-SEMIEL, OULED-MIMOUN, CHETOUANE, TERNY-BENI-HEDIEL, HENNAYA.	
	Groupe de commune II	B
	Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de commune I	

Figure 2.4: Zone de la neige par commune

Le lieu d'implantation de notre bâtiment se situe à la wilaya de Tlemcen c'est-à-dire dans la zone A et l'altitude H=700m.

$$S_K = \frac{0.07 * H + 15}{100}$$

$$S_K = \frac{0.07 * 700 + 15}{100}$$

$$S_K = 0,64 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

B_ Coefficient d'ajustement μ :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture $\alpha=0^\circ$. Et d'après le tableau 6.1 (R.N.V 99 version 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ donc : $\mu =0.8$.

C_ Charge de la neige S :

$$S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,64$$

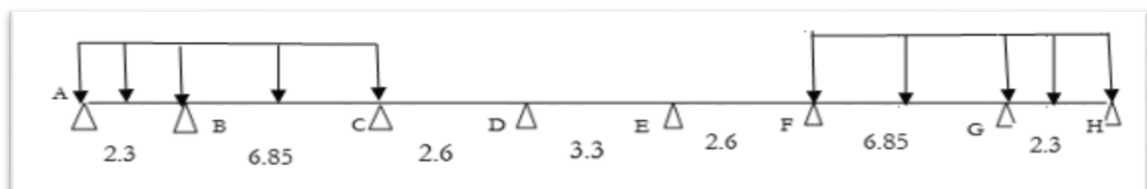
$$S = 0,512 \text{ KN/m}^2$$

2.3.3 Étude des différents types de chargement pour les poutres continues dans le sens principal du bâtiment R+5:

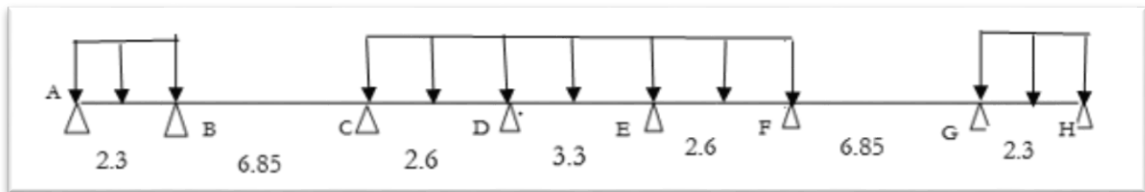
En fonction de leurs dispositions, on obtient 4 types de chargement pur les poutres principales.

2.3.3.1 Types de chargements :

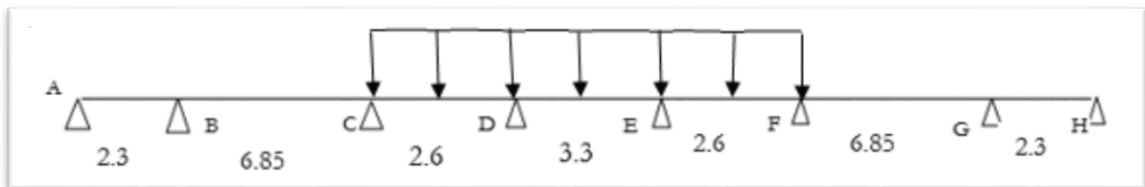
Type1 :



Type2 :



Type3 :



Type4 :

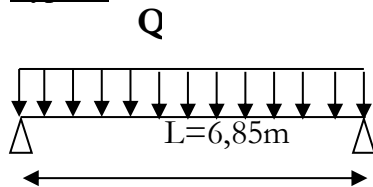


Figure 2.5: types de chargement des poutres principales

2.3.3.2 Le chargement appliqué :

Pour la terrasse :

Tableau 2.10: Chargement appliqué pour les poutres principales de la terrasse

Le chargement	Charge linéaire
Charge permanent G : * poids propre de plancher-terrasse * $G_p = 562 \text{ daN/m}^2$ * $G_s = 30,7 \text{ kg/ml}$ * $G_{\text{Acrotère}} = 210 \text{ kg/ml}$	* $G_p = 562 \times 2,7 = 1517,4 \text{ daN/ml}$ * $G_s = 30,7 \times 4 = 122,8 \text{ daN/ml}$ * $G_{\text{acrotère}} = 210 \text{ kg/ml}$ $G = 1850,2 \text{ daN/ml}$
Charge d'exploitation Q: $Q = 100 \text{ daN/ml}$ $N_n = 51,2 \text{ daN/ml}$	$Q = (Q + N_n) = (100 + 51,2) \times 2,7$ $= 408,24 \text{ daN/ml}$ $Q = 408,24 \text{ daN/ml}$
Pondéré	Non pondéré
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$3110,13 \text{ daN/ml}$	$2258,44 \text{ daN/ml}$

Donc on a $Q = 31,10 \text{ KN/m}$

Pour les étages courants :

Tableau 2.11: Chargement appliqué pour les poutres principales des étages courants

Le chargement	Charge linéaire
Charge permanente G : *poids propre de plancher-terrasse * $G_p = 433 \text{ daN/m}^2$ * $G_s = 30,7 \text{ kg/ml}$	* $G_p = 433 \times 2,7 = 1169,1 \text{ daN/ml}$ * $G_s = 30,7 \times 4 = 122,8 \text{ daN/ml}$ $G = 1291,9 \text{ daN/ml}$
Charge d'exploitation Q : $Q = 150 \text{ daN/m}$	$Q = (Q + N_n) = (150 \times 2,7)$ $= 405 \text{ daN/ml}$ $Q = 405 \text{ daN/ml}$
Pondéré	Non pondéré
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$2255,445 \text{ daN/ml}$	$1696,9 \text{ daN/ml}$

Donc on a $Q = 22.55 \text{ KN/m}$.

2.3.3.3 Dimensionnement élastique:

Pour les étages courants :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 1696,9 \times 685^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} \times 10^{-2}$$

$$I \geq 8454.490 \times 10^4 \text{ mm}^4 \Rightarrow \text{IPE330 classe 1}$$

Tableau 2.12: Caractéristiques géométriques du profilé IPE 330

DÉSIGNATION N Abrégée	Poids s Kg/ m	Section A cm ²	Dimension			Caractéristique					
			H Mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE330	49,1	62,6	330	160	11,5	11770	788,1	804,3	153,7	13,71	3,55

a) La classe de la section transversale (IPE270) :

La semelle

$$b=160\text{mm}$$

$$C=b/2=160/2=80\text{mm}$$

$$t_f=11.5\text{mm}$$

$$C/t_f=6.956 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=271\text{mm}$$

$$t_w=7.5\text{mm}$$

$$d/t_w=36.133 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1.

b) Condition de résistance (moment fléchissant) :

$$G=1291.9+49.1=1341\text{kg/m}^2$$

$$Q \text{ (pondérée)} = 1.35G + 1.5p = 1.35(1341) + 1.5(49.1) = 1884\text{Kg/m}^2$$

Pour une bonde de 1.08m

$$q = 1884 \times 1.08 = 2034.72 \text{ kg/m}^2$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{2034.72 \times (6.85)^2}{8} = 11934.268 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23.5 \times 804.3}{1.1} = 17182.772 \text{ kg.m}$$

c) Vérification de résistance (effort tranchant) :

Vérifications si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{YM0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{2034.72 \times 6.85}{2} = 6968.916 \text{ daN} = 69.689 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 62.6 - 2(16) \times 1.15 + (0.75 + 2(1.8))1.15$$

$$A_v = 30.8025 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{30.8025 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 379927.3129 \text{ N} = 379.927 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 69.689 \text{ KN} \leq 0.5 \times 379.927 = 189.963 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 11934.268 \text{ kg.m} \quad ; \quad M_{pl,y} = 17182.772 \text{ kg.m}$$

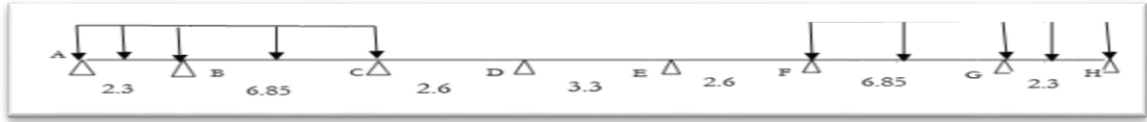
$$\mathbf{M}_{sd} < \mathbf{M}_{pl,y}$$

Donc la condition est vérifiée

2.3.3.4 Dimensionnement plastique:

Pour la terrasse :

Type 1 :



La travée AB cède :



➤ Calcul simplifié :

Dans ce cas on considère que la poutre est symétrique et que le moment maximum est situé au milieu de la poutre sachant que la poutre n'est pas symétrique. Le calcul exact sera détaillé après :

$$\theta_A = \theta_B = \frac{w}{1.15}$$

$$\theta_{AB} = \theta_A + \theta_B = \frac{2w}{1.15}$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i \cdot w_i = \sum M_p \cdot w_i$$

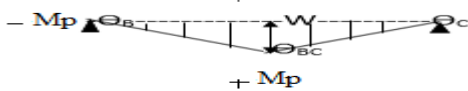
$$Q \cdot 1.15 \cdot 2.3 \cdot 0.5 \cdot \theta_A = M_p \cdot (\theta_A + 2\theta_A)$$

$$M_p = 16.85 \text{ KN.m}$$

La travée GH = la travée AB = $M_p = 16.85 \text{ KN.m}$

La travée BC :

➤ Calcul simplifié :



$$\theta_B = \theta_C = \frac{w}{3.425}$$

$$\theta_{BC} = \theta_B + \theta_C = \frac{2w}{3.425}$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

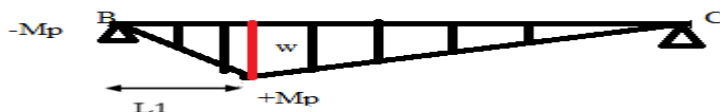
$$\sum f_i \cdot w_i = \sum M_p \cdot w_i$$

$$Q \cdot 6.85 \cdot 0.5 \cdot \theta_B = M_p \cdot (\theta_B + 2\theta_B)$$

$$M_p = 35.51 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul exact :

La position de la rotule plastique n'est pas au milieu, car le chargement n'est pas symétrique. Elle correspond à la dérivée nulle du moment. Pour éviter de faire des calculs fastidieux, on propose de trouver cette position à travers le tracé du mécanisme de ruine :



$$\Theta_B = \frac{w}{L1} \quad \text{donc : } w = \Theta_B * L1$$

$$\Theta_C = \frac{w}{L-L1} \quad \text{donc : } \Theta_C = \frac{\Theta_B * L1}{L-L1}$$

$$\Theta_{BC} = \Theta_B + \frac{\Theta_B * L1}{L-L1}$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * (L1/2) * w + Q * (L-L1) * (w/2) = M_p * \left(\Theta_B + \frac{\Theta_B * L1}{L-L1} \right) + M_p * \Theta_B$$

$$Q * (L/2) * w = M_p * \Theta_B \left(1 + \frac{L1}{L-L1} + \frac{L1}{L-L1} \right)$$

$$Q * (L/2) * L1 * \Theta_B = M_p * \Theta_B \left(\frac{2L-L1}{L-L1} \right)$$

$$Q * (L/2) * L1 = M_p \left(\frac{2L-L1}{L-L1} \right)$$

$$Q * L = (2/L1) M_p \left(\frac{2L-L1}{L-L1} \right)$$

La longueur L1 (position de la rotule plastique au niveau de la travée) correspond au dérivé nul du chargement (force minimale)

$$\frac{\partial QL}{\partial L1} = 0$$

$$\text{Donc : } \frac{-2L1(L-L1) - 2(2L-L1)(L*2L1)}{(L1)^2(L-L1)^2} = 0$$

$$2L1^2 - 8LL1 + 4L^2 = 0$$

$$\text{Alors } L1 = 0.58 L. \quad M_p = \frac{QL^2}{11.66}$$

$$\text{Donc } M_p = \mathbf{36.54 \text{ KN.m}}$$

L'ingénieur de génie civil a le droit de choisir les solutions qu'il lui apparaitre facile pour traiter le problème posé, en effet on a opté pour un calcul simplifié pour le reste du travail, vu que les résultats n'étaient pas différents entre le calcul exact et le calcul simplifié d'autant plus que pour le choix des profilés, on optera toujours pour des valeurs strictement supérieures à celles trouvées dans le calcul.

Donc le moment plastique le plus défavorable est de **35.51 KN.m**

Le pré dimensionnement :

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} * \gamma_0}{f_y}$$

$$W_{pl} = \frac{35.51 * 1.1}{235} 10^6$$

$$W_{pl} = 166.217 * 10^3 \text{ mm}^3$$

On choisit un profilé IPE200 avec $W_{pl} = 221 * 10^3 \text{ mm}^3$

Tableau 2.13: Caractéristiques géométriques du profilé IPE 200

DÉSIGNATION Abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h M m	B mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	19430	142	221	44.6	82.6	22.4

Vérification de la classe de la section transversale (IPE200) :

La semelle

b=100mm

C=b/2=100/2=50mm

C/t_f=5.88 < 10ε ≅ 10 donc la semelle est de classe 1.

Ame fléchie :

d=159mm

t_w=5.6mm

d/t_w=28.39 < 72ε ≅ 72 donc l'âme est de classe 1.

Le profilé IPE200 est de classe 1, car l'âme et la semelle sont de classe 1.

De la même manière en calcul les autres types pour la terrasse et pour les étages courants, les résultats obtenus sont notés dans les tableaux 2.14 et 2.15

Tableau 2.14: Type de profilé pour les poutres principales pour les étages courants.

	Dimensionnement élastique		Dimensionnement plastique	
	Type de profilé	Classe du profilé	Type de profilé	Classe du profilé
Type 1	IPE 330	Classe 1	IPE 270	Classe 1
Type 2	IPE 330	Classe 1	IPE 160	Classe 1
Type 3	IPE 330	Classe 1	IPE 160	Classe 1
Type 4	IPE 330	Classe 1	IPE 270	Classe 1

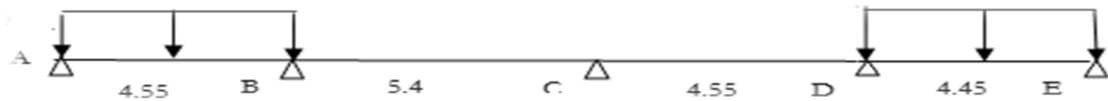
Tableau 2.15: Type de profilé pour les poutres principales pour la terrasse.

	Dimensionnement élastique		Dimensionnement plastique	
	Type de profilé	Classe du profilé	Type de profilé	Classe du profilé
Type 1	IPE 360	Classe 1	IPE 200	Classe 1
Type 2	IPE 360	Classe 1	IPE 140	Classe 1
Type 3	IPE 360	Classe 1	IPE 140	Classe 1
Type 4	IPE 360	Classe 1	IPE 300	Classe 1

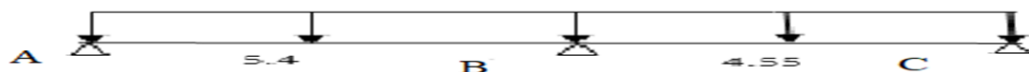
2.3.4 Étude des différents types de chargement pour les poutres continues dans le sens secondaire du bâtiment R+5:

2.3.4.1 Types de chargement:

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

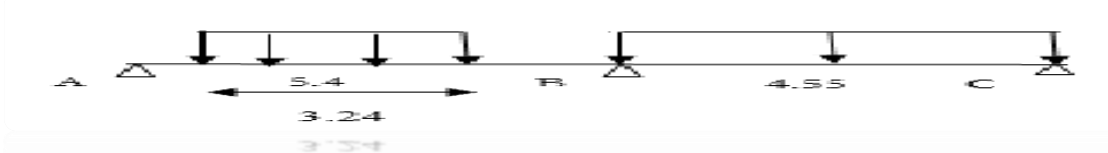


Figure 2.6: Types de chargement des poutres secondaires

2.3.4.2 Le chargement appliqué:

Pour la terrasse :

Tableau 2.16: Chargement appliqué pour les poutres secondaires de la terrasse

Le chargement	Charge linéaire
Charge permanent G : *poids propre de plancher-terrasse * $G_p = 562 \text{ daN/m}^2$ * $G_s = 30,7 \text{ kg/ml}$ * $G_{\text{acrotere}} = 210 \text{ kg/ml}$	* $G_p = 562 \times 3,425$ $= 1924,85 \text{ daN/ml}$ * $G_s = 30,7 \times 4 = 122,8 \text{ daN/ml}$ * $G_{\text{acrotere}} = 210 \text{ kg/ml}$ $G = 2257,65 \text{ daN/ml}$
Charge d'exploitation Q : $Q = 100 \text{ daN/ml}$ $N_n = 51,2 \text{ daN/ml}$	$Q = (Q + N_n) = (100 + 51,2) \times 3,425$ $= 517,86 \text{ daN/ml}$ $Q = 517,86 \text{ daN/ml}$
Pondéré	Non pondéré
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$3824,617 \text{ daN/ml}$	$2775,51 \text{ daN/ml}$

Donc on a $Q = 38.24/m$

Pour les étages courants :

Tableau 2.17: Chargement appliqué pour les poutres secondaires des étages courants

Le chargement	Charge linéaire
Charge permanente G : *poids propre de plancher courant : * $G_p = 433 \text{ daN/m}^2$ * $G_s = 30,7 \text{ kg/ml}$	* $G_p = 433 \times 3,425$ $= 1483,025 \text{ daN/ml}$ * $G_s = 30,7 \times 4 = 122,8 \text{ daN/ml}$ $G = 1605,825 \text{ daN/ml}$
Charge d'exploitation Q : $Q = 150 \text{ daN/m}$	$Q = (Q) = (150 \times 3,425)$ $= 513,75 \text{ daN/ml}$ $Q = 513,75 \text{ daN/ml}$
Pondéré	Non pondéré
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
$2938,488 \text{ daN/ml}$	$2119,575 \text{ daN/ml}$

Donc on a $Q = 29.38 \text{ KN/m}$.

2.3.4.3 Dimensionnement élastique:

Pour les étages courants :

$$f_{\max} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250}$$

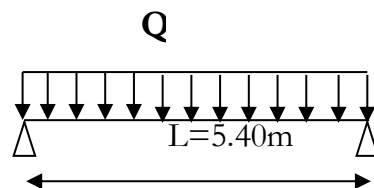
$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \rightarrow \frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times Q \times l^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq 5173.560 \Rightarrow \text{IPE 270 classe 1}$$

Tableau 2.18: Caractéristiques géométriques du profilé IPE 270



DÉSIGNATION Abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	H M m	b m m	tr mm m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36.1	45.9	270	135	10.2	5790	419.9	484	96.95	11.2	3.02

a) La classe de la section transversale (IPE270) :

La semelle

$$b=135\text{mm}$$

$$C=b/2=135/2=67.5\text{m}$$

$$t_f=10.2\text{mm}$$

$$C/t_f=6.617 < 10\varepsilon \cong 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=219.6\text{mm}$$

$$t_w=6.6\text{mm}$$

$$d/t_w=33.272 < 72\varepsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1.

b) Condition de résistance (moment fléchissant) :

$$G=1605.825+36.1=1641.925\text{kg/m}^2$$

$$Q(\text{pondérée})=1.35G+1.5(p)=1.35(1641.925)+1.5(36.1)=2270.748\text{Kg/m}^2$$

Pour une bonde de 1.08m

$$q=2270.748 \times 1.08=2452.407 \text{ kg/m}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{q_y \times l^2}{8} = \frac{2452,407 \times (5,40)^2}{8} = 8939,023 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 484}{1,1} = 10340 \text{ kg.m}$$

c) Vérification de résistance (effort tranchant) :

Vérifications si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \text{ et } V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{YM0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{sd} = \frac{2452.407 \times 5.40}{2} = 6621.498 \text{ daN} = 66.214 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 45.9 - 2(13.5) \times 1.02 + (0.66 + 2(1.5))1.02$$

$$A_v = 22.093 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{22.093 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 272501.716 \text{ N} = 272.501 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 66.214 \text{ KN} \leq 0.5 \times 272.501 = 136.250 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée : $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$

$$M_{sd}=8939.023 \text{ kg.m}$$

$$M_{pl,y}=10340 \text{ kg.m}$$

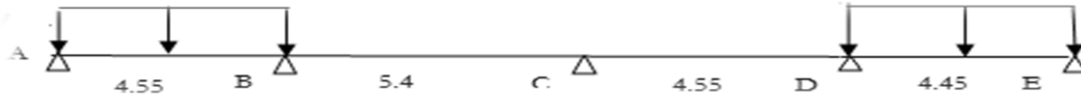
$$M_{sd} \leq M_{pl,y}$$

Donc la condition est vérifiée

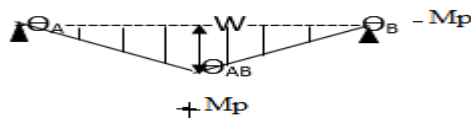
2.3.5 Dimensionnement plastique:

Pour les étages courants :

Type1 :



La travée AB :



$$\theta_B = \theta_C = \frac{w}{2.275}$$

$$\theta_{BC} = \theta_B + \theta_C = \frac{2w}{2.275}$$

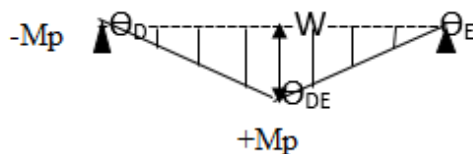
$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * 4.55 * 0.5 * 2.275 \theta_B = M_p * (\theta_B + 2\theta_B)$$

$$M_p = 49.57 \text{ KN.m}$$

La travée DE :



$$\theta_D = \theta_E = \frac{w}{2.225}$$

$$\theta_{DE} = \theta_D + \theta_E = \frac{2w}{2.225}$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * 4.45 * 0.5 * 2.225 \theta_D = M_p * (\theta_D + 2\theta_D)$$

$$M_p = 48.48 \text{ KN.m}$$

Donc le moment plastique le plus défavorable pour ce type de poutre est de **49.57 KN.m**

Le pré dimensionnement :

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} * \gamma_0}{f_y}$$

$$W_{pl} = \frac{49.57 * 1.1}{235} 10^6$$

$$W_{pl} = 232.02 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Je choisis un **profilé IPE 220** avec $W_{pl} = 285 * 10^3 \text{ mm}^3$

Tableau 2.19: Caractéristiques géométriques du profilé IPE 220

DÉSIGNATION Abrégée	Poids	Secti on	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h M m	B mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26.2	33.4	220	110	9.2	2772	205	285	51.8	82.6	22.4

Vérification de la classe de la section transversale (IPE200) :

La semelle

$$b=110\text{mm}$$

$$C=b/2=110/2=55\text{mm}$$

$$t_f=9.2\text{mm}$$

$$C/t_f=5.98 < 10\varepsilon \cong 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie :

$$d=177.6\text{mm}$$

$$t_w=5.9\text{mm}$$

$$d/t_w=30.10 < 72\varepsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

Le profilé IPE200 est de classe 1, car l'âme et la semelle sont de classe 1.

De la même manière en calcul les autres types pour la terrasse et pour les étages courants, les résultats obtenus sont notés dans les tableaux 2.20 et 2.21.

Tableau 2.20: Type de profilé pour les poutres secondaires pour les étages courants.

	Dimensionnement élastique		Dimensionnement plastique	
	Type de profilé	Classe du profilé	Type de profilé	Classe du profilé
Type 1	IPE 270	Classe 1	IPE 220	Classe 1
Type 2	IPE 270	Classe 1	IPE 240	Classe 1
Type 3	IPE 270	Classe 1	IPE 220	Classe 1

Tableau 2.21: Type de profilé pour les poutres secondaires pour la terrasse.

	Dimensionnement élastique		Dimensionnement plastique	
	Type de profilé	Classe du profilé	Type de profilé	Classe du profilé
Type 1	IPE 270	Classe 1	IPE 180	Classe 1
Type 2	IPE 270	Classe 1	IPE 180	Classe 1
Type 3	IPE 270	Classe 1	IPE 220	Classe 1

2.3.6 Comparaison en termes de poids :

Dans cette partie, on va calculer le poids total de la structure en utilisant les différents profilés calculés par deux types de dimensionnement élastique et plastique. Puis on fera une comparaison en termes de poids. Les résultats obtenus sont notés dans le tableau 2.22.

Tableau 2.22: Profilés utilisés pour le dimensionnement d'un bâtiment R+5 en acier

Dimensionnement	Élastique		Plastique			
	Principales		Secondaires	Principales		Secondaires
Poutres						
Étages courants	IPE 330	IPE 240	IPE 270	IPE 270	IPE 120	IPE 240
Terrasse	IPE 360	IPE 240	IPE 270	IPE 330	IPE 160	IPE 240

Pour le calcul du poids total on a besoin des poids de chaque profilé :

Le poids correspond au profilé utilisé en dimensionnement élastique :

- IPE360 G=57.1 kg/m
- IPE330 G=49.1 kg/m
- IPE270 G=36.1 kg/m
- IPE240 G=30.7 kg/m

Etage courant :

$$P_1=23096.52 \text{ kg}$$

Etage terrasse :

$$P_2=17627.97 \text{ kg}$$

La structure :

$$P=5p_1+p_2$$

$$P=133110.57 \text{ kg}$$

Le poids correspond au profilé utilisé en dimensionnement plastique :

- IPE330 G=49.1 kg/m
- IPE270 G=36.1 kg/m
- IPE240 G=30.7 kg/m
- IPE120 G=15.8 kg/m

Etage courant :

$$P_1=8202.37 \text{ kg}$$

Etage terrasse :

$$P_2=10556.97 \text{ kg}$$

La structure :

$$P=5p_1+p_2$$

$$P=51568.82 \text{ kg}$$

$$\text{Gain} = \left(1 - \frac{51568.82}{133110.57}\right) * 100$$

$$\text{Gain} = 61.26\%$$

Interprétation des résultats :

Après avoir calculé le poids des éléments de la structure de R+5 en acier pour les deux types de dimensionnement élastique et plastique, nous avons pu constater que le poids de la structure en dimensionnement plastique peut être réduit de la presque la moitié. Et à ce stade-là, nous pouvons dire que le dimensionnement plastique peut donner un gain exceptionnel pour les différentes constructions acier en termes de poids, et notamment sous chargement vertical.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons exposé les deux types de dimensionnement ainsi que leurs modes et méthodes d'utilisation, ensuite on a fait une comparaison en termes de poids pour les deux dimensionnements.

Dans le chapitre qui suit, on va faire les mêmes études pour une structure en béton armé en utilisant l'Eurocode2.

Chapitre 3

Calcul statique (élastique et plastique) d'une structure en béton armé

3.1 Introduction

Il s'agit ici d'un exemple d'application de l'Eurocode 2 partie 1-1 à une structure en béton armé en utilisant deux analyses : une analyse linéaire élastique et une analyse globale plastique afin de faire une comparaison en termes des poids tout en discutant les justifications nécessaires.

Au début de ce chapitre, nous allons présenter une étude élastique détaillée sur les différents éléments d'une structure en béton armé, et ensuite appliquer une étude plastique, puis on va faire une comparaison en termes de poids de la structure. Et à la fin nous allons parler du phénomène de l'évaluation de la capacité de rotation (ductilité flexionnelle) des éléments en béton armé.

3.2 Application sur les éléments résistants d'une structure :

3.2.1 Présentation de l'ouvrage :

Dans le présent projet, on a procédé à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus cinq (05) étages.

Chaque niveau contient quatre (04) appartements F3.

- Chaque appartement est constitué : de deux chambres, hall, cuisine, SDB, WC, séjour, séchoir.
- Entre les quatre appartements, il y a un grand hall.
- L'accès inter étage se fait à travers les escaliers.

En utilisant le logiciel SAP2000 version 14.0.0 un modèle en élément finis du bâtiment en 3D a été établi (Figure 3.1)

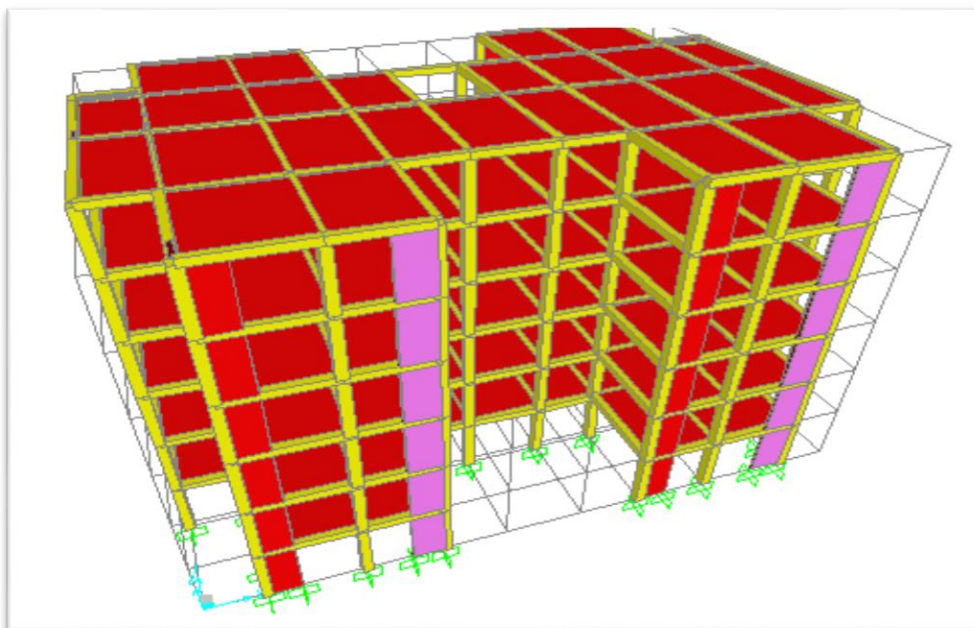


Figure 3.1: Modèle en éléments finis en 3D de la structure.

3.2.2 Données du site:

- ✓ **Zone d'implantation :** Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de TLEMCEM classé comme zone - I- de faible sismicité selon RPA99 ; version 2003.
- ✓ **Groupe d'usage :** Bâtiment d'habitation collective – Groupe d'usage 2 selon RPA 99 ; version 2003.
- ✓ **Catégorie de site :** Le bâtiment est implanté sur un site rocheux donc catégorie S1 selon RPA 99 ; version 2003.
- ✓ **Altitude :** 700 m.
- ✓ **Zone de la neige par commune:** Zone A.
- ✓ **Zone du vent :** Zone I.
- ✓ **Zone sismique :** Zone I.

3.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol:

- Contrainte admissible du sol : 2 bars
- Poids volumique : 22 KN/m³
- La cohésion du sol : C=0

3.2.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Tableau 3.1: Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	27.1m
Largeur totale du bâtiment	19.25m
Hauteur totale du bâtiment	19.11m
Hauteur du RDC	3.06m
Hauteur des étages courants	3.06m
Superficie du bâtiment	521.675m ²

3.2.5 Présentation de la méthode de calcul aux états limites:

La notion d'état limite permet de prendre en compte le comportement local ou global d'une structure dans tous ses stades : élastiques, plastique, fissuré, ultime, rupture.

On divise les états limites en deux groupes :

✚ **Etats limite ultime ELU :**

Correspond à la valeur maximale de la capacité de la construction et dont le dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage (comportement plastique).

- ✦ Perte d'équilibre statique : renversement ;
- ✦ Rupture des sections par déformation excessive ;
- ✦ Instabilité de forme : flambement ;

✦ Transformation de la structure à un mécanisme ;

Critères de calcul :

- 1) Déformations relatives limites ;
- 2) Calcul de types rupture avec lois contraintes-déformation des matériaux ;

✦ **Etat limite de service ELS :**

Correspond à des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitations ne sont plus satisfaites, mais il n'y a pas ruine (comportement élastique).

Il correspond aux phénomènes suivants :

- ✦ Ouvertures excessives des fissures ;
- ✦ Compression excessive du béton ;
- ✦ Déformations excessives des éléments porteurs ;
- ✦ Vibrations excessives et/ou inconfortables ;
- ✦ Perte d'étanchéité ... etc.

Critères de calcul :

- 1) Contraintes (ou déformations) limites ;
- 2) Calcul de types élastique (loi de Hooke, coefficient d'équilibre...);

3.2.6 Caractéristique mécanique des matériaux :

Le béton:

Le béton est un mélange dans des proportions convenables de ciment, sable, gravier et eau de gâchage et éventuellement de produits d'additions (les adjuvants). Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des armatures disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, Et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

▪ **La masse volumique du béton :**

La masse volumique du béton est de l'ordre de 2200(kg/m³) à 2400(kg/m³). Et celle du béton armé est de 2500(kg/m³).

▪ **La déformation thermique du béton :**

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur $\Delta l = \pm l \cdot \alpha \cdot \Delta t$

Tel que :

Δt : La variation de température.

α : Le coefficient de dilatation thermique avec,

$\alpha = 7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6}$ pour le béton ;

$\alpha = 11 \cdot 10^{-6}$ pour l'acier ;

$\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ Pour le béton armé ;

l : La longueur initiale.

▪ **La résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression f_{cj} à j jours d'âge déterminé à partir d'essai sur des éprouvettes normalisées.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de j jours,

$$f_{cj} = j / (4,76 + 0,83j) * f_{c28} \quad ; \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = j / (1,4 + 0,95j) * f_{c28} \quad ; \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } j \geq 60 \text{ jours : } f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours,

Minimum exigé de f_{c28} est de 20 Mpa ; Pour $j \geq 28$ jours ;

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 30$ MPa

▪ **La résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } t = 28j, \text{ on a } f_{t28} = 0,6 + 0,06 * 30 \quad f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

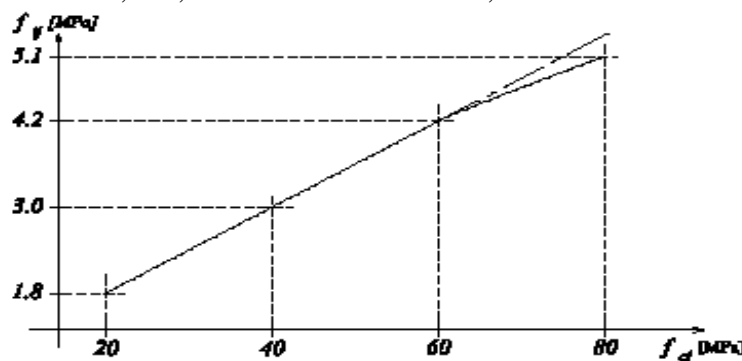


Figure 3.2 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

▪ **La déformation longitudinale du béton :**

➤ **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égal à : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$

Application numérique :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{30}$$

$$E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$$

➤ **Module de déformation différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est égale à :

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

Application numérique :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{30}$$

$$E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

▪ **Le coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport entre les deux déformations (transversale et longitudinales), et égal à :

$$V = (\Delta a / a) / (\Delta L / L)$$

Avec : $(\Delta a / a)$: déformation relative transversale

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

0 pour le calcul à ELU
 0.2 pour le calcul à ELS

▪ **Les contraintes limites :**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle » ; il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$ et $\sigma_{bc}=F_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe de déformation et tangent à la parabole à son sommet.

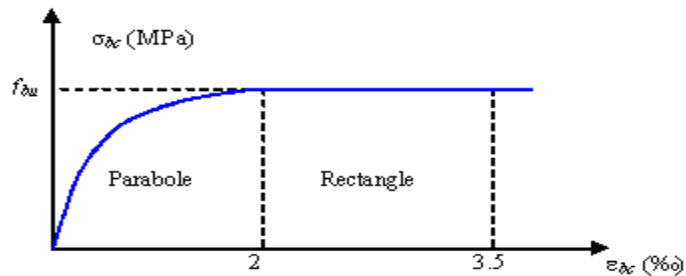


Figure 3.3 : Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad ; \text{ Pour } 2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3\text{‰}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton :

$\gamma_b = 1.5$: pour les combinaisons normales

$\gamma_b = 1.15$: pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

Tableau 3.2: Coefficient d'application

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

✓ **Etat limite de service (ELS) :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par $\overline{\sigma}_{bc}=0,6*f_{c28}$

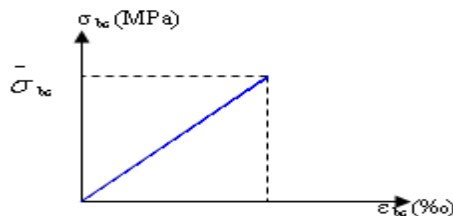


Figure 3.4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

L'acier:

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compressions dans les éléments effectifs ou entièrement tendus, nous utilisons plusieurs types d'aciers :

1- Les rondes lisses : contient deux nuances :

- **FeE235** $f_e=235\text{MPa}$
- **FeE215** $f_e=215\text{MPa}$

2- Les barres à haute adhérence :

- **FeE400** $f_e=400\text{MPa}$
- **FeE500** $f_e=500\text{MPa}$

3- Les treillis soudés : deux genres de fils disposés T et soudés à leur point de croisement

❖ **Contrainte limite :**

➤ **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la figure 3.5

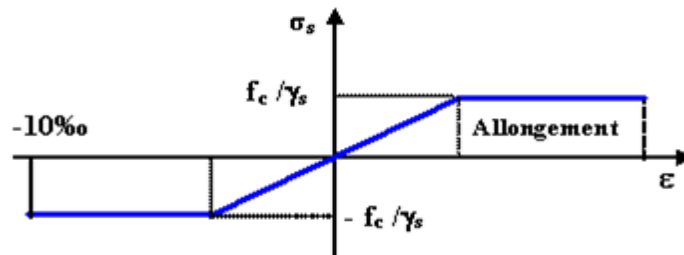


Figure 3.5 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ Cas accidentel

$\gamma_s = 1.15$ Cas général

➤ **Etat limite de service :**

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

- Fissuration peu (non) préjudiciable : pas de limite
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(fe/2; 90\sqrt{\varphi f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\varphi f_{tj}})$

Avec $\varphi = 1$ si l'acier est rend lisses et $\varphi = 1.6$ si l'acier haute adhérence

3.3 Descente de charge :

3.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

Le tableau 3.3 nous donne la charge agissante sur la terrasse inaccessible.

Tableau 3.3: Charge de la terrasse inaccessible

Désignation	Ep(m)	Poids (KN/m ²)
La forme	0.1	2.20
L'étanchéité	0.02	0.12
Gravier roulé	0.04	0.85
Dalle en corps creux	0.16+0.05	2.85
Enduit	0.02	0.20

$$G=6.4\text{kn/m}^2$$

$$Q=1\text{KN/m}^2$$

3.3.2 Plancher étage courant :

La charge du plancher étage courant est donnée dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4: Charge du plancher étage courant

Désignation	Ep(m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable fin	0.02	0.35
Plancher	0.16+0.05	2.85
Enduit	0.02	0.4
Murs de séparation		0.75

$$G=5.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

3.3.3 Murs:

Les tableaux 3.5 et 3.6 sont respectivement les valeurs de la charge des murs extérieurs et intérieur.

a- Murs extérieurs :

Tableau 3.5: Charge permanente des murs extérieurs

Désignation	Ep(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	0.36
Brique creuse	0.15	1.3
Brique creuse	0.1	0.9
Enduit plâtre	0.02	0.1

$$G=2.66\text{KN/m}^2$$

b- Murs intérieur :

Tableau 3.6: Charge permanente des murs intérieurs

Désignation	Ep(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit ciment	0.02	0.18
Brique creuse	0.1	0.9
Enduit plâtre	0.02	0.18

$$G=1.26\text{KN/m}^2$$

3.4 Calcul élastique linéaire:

Dans cette partie nous allons faire une étude détaillée (dimensionnement, ferrailage longitudinal et transversal) sur des éléments porteurs d'un bâtiment R+05 étages en se basant sur des formulaires de flexion et traction/compression.

3.4.1 Prédimensionnement des éléments:

3.4.1.1 Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux

On a deux types de poutres :

➤ Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent

*elles relient les poteaux

*elles supportent la dalle

➤ **Les poutres secondaires (chainages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer

Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L}{15} \leq H \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

- L : distance entre nus d'axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

➤ **Poutres principales :**

On a L=5.4m

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10}$$

$$36 \leq h \leq 54$$

Alors on prend h=40cm

$$\text{Et } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On prend le minimum de **RPA** : b=30cm pour tout les poutres principales

Vérification selon le RPA :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{b} < 4 = 1.33 \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ **Poutres secondaires :**

L=3.75m

$$25 \leq h \leq 37.5\text{cm}$$

On prend h=35cm

Et b=30cm pour tous les poutres secondaires

Vérification selon le RPA :

$$b \geq 20\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$h \geq 30\text{cm} \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{h}{b} < 4 = 1.17 \quad \text{Condition vérifié}$$

3.4.1.2 Les poteaux :

On suppose une charge moyenne de 1(t/m²) par étage

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du **RPA99 V2003**

- $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$ zone 1 et 2
- $\text{Min}(a,b) \geq \frac{h_e}{20}$ h_e : la hauteur de l'étage
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$

On a $h_e=3.06\text{m}$

La figure 3.6 montre les dimensions du poteau le plus sollicité.

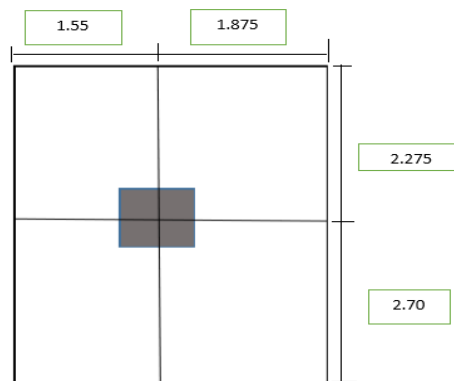


Figure 3.6 : Poteau le plus sollicité.

$$S = (2.275 + 2.7)(1.55 + 1.875) = 17.039\text{m}^2$$

$$Nu = Q \cdot S \cdot n$$

$$n=6$$

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

$$Nu=17.039 \times 6=102.234\text{t}=1.022\text{MN}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 14.17\text{MPa}$$

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

$$B_r \geq 6.55 \times 10^{-2}\text{m}^2$$

$$\text{On a } B_r \geq (a - 0.02)^2$$

$$a \geq \sqrt{0.0655} + 0.02$$

$$a \geq 0.276\text{m}$$

Alors on prend $a=b=40\text{cm}$

Vérification d'après RPA :

Min (a,b) $\geq 25\text{cm} \Rightarrow a = b = 40\text{cm} > 25\text{cm}$ **Condition vérifié**

Min (a,b) $\geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a = b = 40\text{cm} > (\frac{306}{20} = 15.3)$ **Condition vérifié**

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$ $\frac{a}{b} = 1$ **Condition vérifiée**

Vérification du poteau au flambement :

○ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = 213333.3333\text{cm}^2$$

○ **Rayon de giration :**

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

Avec A : la section du poteau $A=a^2=40^2=1600\text{cm}^2$

$$i_x = i_y = 11.547\text{cm}$$

○ **Calcul de l'élancement :**

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

$$l_f = 0.7l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214.2}{11.547} = 18.55$$

Donc on a $\lambda_x = \lambda_y = 18.55 < 50$ le flambement est vérifié

Tableau 3.7: Predimensionnement des poteaux par niveau

Niveau	N	N (MN)	B _r (m ²)	H (m)	a(cm)	b(cm)	$\lambda_x = \lambda_y$
RDC	6	1.022	0.0655	3.06	40	40	18.55
Etage 1	5	0.852	0.0547	3.06	40	40	18.55
Etage 2	4	0.682	0.0438	3.06	35	35	21.21
Etage 3	3	0.511	0.0328	3.06	35	35	21.21
Etage 4	2	0.341	0.0219	3.06	30	30	24.73
Etage 5	1	0.170	0.0109	3.06	30	30	24.73

3.4.1.3 Les voiles:

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

D'après le RPA99 V 2003 les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq h_e / 20$$

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles

a_{min} = 15 cm

h_e = hauteur libre de l'étage

$$a \geq h_e / 20 = (306 - 21) / 20 = 14.05 \text{ cm}$$

Donc on prend a = 15 cm

$$L \geq 4 * 15 = 60 \text{ cm}$$

On prend L = 1.3m

3.4.2 Ferrailage des poutres :

1. Combinaisons spécifiques de calcul:

Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont:

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont:

$$G + Q \pm E \text{ (ELA)}$$

$$0,8G \pm E \text{ (ELA)}$$

Selon les Recommandations du RPA99 le ferrailage des poutres doit satisfaire:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ en zone I.

3.4.2.1 Calcul du ferrailage de la poutre principale :

On prend d'abord un exemple de calcul de la poutre principale la plus sollicitée situé au plancher du RDC elle est de section (30x40).

La section de la poutre principale est schématisée dans la figure 3.7.

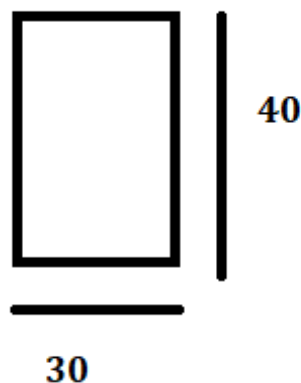


Figure 3.7 : Section de la poutre principale

❖ Calcul du ferrailage longitudinal :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le tableau 3.8 :

Tableau 3.8: Sollicitation de la poutre principale (SAP2000).

Section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8*G+E (KN.m)	
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a
30*40	60.25	103.76	43.96	77.16	44.26	78.73	30.67	55.14

Dans ce qui suit on passe au calcul du ferrailage :

En travée :

✓ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

⇒ si: $\mu < \mu_R$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires A_{sc} .
avec: $\mu_R = 0,392$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{60,25 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 17} = 0,0912$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392$$

Donc y'aura que des armatures simples :

Chapitre 3 Calcul statique (élastique et plastique) d'une structure en béton armé

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0912}) = 0,120$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.36(1 - 0.4 \times 0.120) = 0.343\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82\text{MPa}$$

$$A_{st} = \frac{60.25 \times 10^{-3}}{0,343 \times 347,83} = 5.05 \times 10^{-4}\text{m}^2 = 5.05\text{cm}^2$$

On choisit 5T12 de section 5.65cm²

Condition de non fragilité (C. N. F):

$$A_{st} \geq \text{Max} (b \cdot h / 1000 ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e)$$

$$\Rightarrow A_{st} > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \cdot h) = 0,5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximale :**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \cdot h) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \cdot h) = 72 \text{ cm}^2$

Le ferrailage de la poutre principale du R.D.C est donné par le tableau 3.9.:

Tableau 3.9: Ferrailage de la poutre principale du R.D.C

Section	M _u (KN.m)	μ _u	α	Z (m)	A _{st} (cm ²)	C.N.F	A _{st} choisie (cm ²)	A _t +A _a >A _{min}
Travée	60.25	0.0912	0.120	0.343	5.05	C.V	5T12=5.65	C.V
Appui	103.76	0.1570	0.215	0.329	9.07	C.V	6T14=9.24	

✓ **ELS :**

Moment maximum en travée :

$$M_{u \max} = 60.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 43.96 \text{ KN.m}$$

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$$

avec $\gamma = M_u / M_s$

$$\gamma = 60.25 / 43.96 = 1.37$$

$$\Rightarrow \alpha \leq (1.37 - 1) / 2 + 30 / 100 = 0.485$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,120 < 0,485 \quad \text{C. V}$$

Moment maximum en appui :

$$M_u \max = 103.76 \text{ KN.m}$$

$$M_s \max = 77.16 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$$

avec $\gamma = M_u / M_s$

$$\gamma = 103.76 / 77.16 = 1.35$$

$$\Rightarrow \alpha \leq (1.35 - 1) / 2 + 30 / 100 = 0.475$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,215 < 0,475 \quad \text{C. V}$$

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{lmin}\right) = \min(1.14; 3; 1.4) = 1.14\text{cm}$$

On prend $\phi_t = 10\text{mm}$

Calcul de l'espacement :

- D'après le RPA99 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; \phi_{lmin}; 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}$$

$S_t \leq 10\text{cm}$

On prend $S_t = 9\text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

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

Le ferrailage des poutres principales par étages est donné dans le tableau 3.10.

Tableau 3.10: Récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

Niveau	Poutre	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		Travée		Appui		A _{min} (cm ²)	Øt (mm)	S _t nodale (cm)	S _t courante (cm)
		A _{st}	A _{choisi}	A _{st}	A _{choisi}				
R.D.C	P.P	5.05	5T12	9.07	6T14	6	10	10	20
1^{er}	P.P	5.19	5T12	9.44	3T16+3T14	6	10	10	20
2^{ème}	P.P	5.65	3T14+3T12	8.59	6T14	6	10	10	20
3^{ème}	P.P	5.64	3T14+3T12	8.49	6T14	6	10	10	20
4^{ème}	P.P	5.62	5T12	8.55	6T14	6	10	10	20
5^{ème}	P.P	5.01	5T12	6.00	6T14	6	10	10	20

3.4.2.2 Calcul du ferrailage de la poutre secondaire :

On présente dans cette partie un exemple de calcul de la poutre secondaire la plus sollicité situé au plancher haut du RDC (30x35).

La figure 3.8 donne la section de la poutre secondaire.

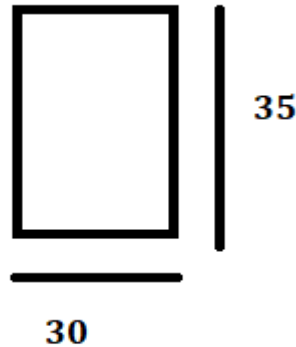


Figure 3.8 : Section de la poutre secondaire.

1. Calcul du ferrailage longitudinal :

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le tableau 3.11 :

Tableau 3.11: Sollicitation de la poutre secondaire (SAP2000).

Section	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)		G+Q+E (KN.m)		0.8*G+E (KN.m)	
	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a	M _t	M _a
30*35	45.89	50.06	28.97	38.56	29.85	34.83	22.47	25.83

Dans ce qui suit on passe au calcul du ferrailage:

En travée :

✓ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

⇒ si: $\mu < \mu_R$ donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires A_{sc} .
avec: $\mu_R = 0,392$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{45,89 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 17} = 0,091$$

$$\mu_u \leq \mu_R = 0,392$$

Donc y'aura que des armatures simples :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091}) = 0,119$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,119) = 0,30 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{45,89 \times 10^{-3}}{0,30 \times 347,83} = 4,40 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4,40 \text{ cm}^2$$

On choisit 3T14 de section 4.62cm²

Condition de non fragilité (C. N. F):

$$A_{st} \geq \text{Max} (b \cdot h / 1000 ; 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e)$$

$$\Rightarrow A_{st} > 1,30 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0,5\% (b.h) = 0,5\% (30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2$$

• **Armatures maximale :**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b.h) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b.h) = 63 \text{ cm}^2$

Le ferrailage de la poutre secondaire du R.D.C est donné par le tableau 3.12 :

Tableau 3.12: Ferrailage de la poutre secondaire du R.D.C

Section	M _u (KN.m)	μ _u	α	Z (m)	A _{st} (cm ²)	C.N.F	A _{st} choisie (cm ²)	A _t +A _a >A _{min}
Travée	45.89	0.019	0.119	0.300	4.40	C.V	3T14=4.62	C.V
Appui	50.06	0.099	0.131	0.298	4.83	C.V	3T16=6.03	

✓ **ELS :**

Moment maximum en travée :

$$M_{u \max} = 45.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 28.97 \text{ KN.m}$$

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$$

avec $\gamma = M_u / M_s$

$$\gamma = 45.89 / 28.97 = 1.58$$

$$\Rightarrow \alpha \leq (1.58 - 1) / 2 + 30 / 100 = 0.59$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.119 < 0.59 \text{ C. V}$$

Moment maximum en appui :

$$M_u \max = 50.06 \text{ KN.m}$$

$$M_s \max = 38.56 \text{ KN.m}$$

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$$

avec $\gamma = M_u / M_s$

$$\gamma = 50.06 / 38.56 = 1.30$$

$$\Rightarrow \alpha \leq (1.30 - 1) / 2 + 30 / 100 = 0.45$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.131 < 0.45 \text{ C. V}$$

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

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

2. Calcul du ferrailage transversal :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l\min} \right) = \min(1; 3; 1.4) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Calcul de l'espacement :

- D'après le RPA99 :

Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; \phi_{l\min}; 30 \text{ cm} \right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$St \leq 8.75 \text{ cm}$$

On prend $St = 8 \text{ cm}$

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$$

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

Le ferrailage des poutres secondaires est donné dans le tableau 3.13.

Tableau 3.13: Récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Poutre	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal			
		Travée		Appui		A_{\min} (cm^2)	$\varnothing t$ (mm)	S_t nodale (cm)	S_t courante (cm)
		A_{st}	A_{choisi}	A_{st}	A_{choisi}				
R.D.C	P.S	4.40	3T14	4.83	3T16	5.25	10	8	15
1 ^{er}	P.S	4,16	3T14	5.11	3T16	5.25	10	8	15
2 ^{ème}	P.S	4,16	3T14	5.11	3T16	5.25	10	8	15
3 ^{ème}	P.S	4,16	3T14	5.11	3T16	5.25	10	8	15
4 ^{ème}	P.S	4,16	3T14	5.11	3T16	5.25	10	8	15
5 ^{ème}	P.S	3.64	3T14	4.55	3T14	5.25	10	8	15

3.5 Calcul plastique :

Dans cette partie, nous déterminerons le moment plastique puis le ferrailage correspondant. On s'intéresse aux poutres, car l'objectif est de montrer le gain en termes poids sachant que pour avoir un gain total il suffit de généraliser les calculs suivants sur les autres éléments de structures.

3.5.1 Moment plastique et ferrailage des poutres continues dans le sens principal:

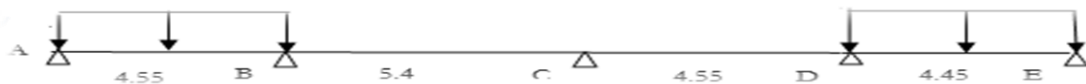


Figure 3.9 : Poutre dans le sens principal.

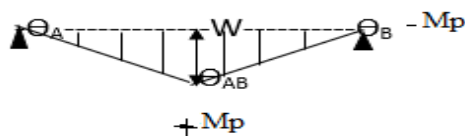
$$Q=10.14 \text{ KN/m}^2$$

$$b=30 \text{ cm}$$

$$h=40\text{cm}$$

La travée AB

Un calcul simplifié sera adopté, car nous avons déjà montré qu'un calcul exact n'apporte pas des différences notables



$$\theta_B = \theta_A = \frac{w}{2.275}$$

$$\theta_{AB} = \theta_A + \theta_B = \frac{2w}{2.275}$$

Chapitre 3 Calcul statique (élastique et plastique) d'une structure en béton armé

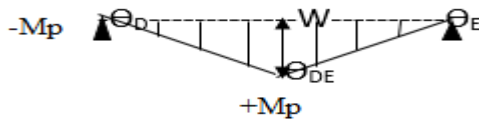
$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * 4.55 * 0.5 * 2.275 * \Theta_B = M_p * (\Theta_B + 2\Theta_B)$$

$$M_p = 17.49 \text{ KN.m}$$

La travée DE :



$$\Theta_D = \Theta_E = \frac{w}{2.225}$$

$$\Theta_{DE} = \Theta_D + \Theta_E = \frac{2w}{2.225}$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * 4.45 * 0.5 * 2.225 * \Theta_D = M_p * (\Theta_D + 2\Theta_D)$$

$$M_p = 16.37 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.14: Ferrailage des poutres principales par le moment plastique.

Niveau	Poutre	Ferrailage longitudinal			
		Travée		Appui	
		A _{st}	A _{choisi}	A _{st}	A _{choisi}
R.D.C	P.P	1.35	3T12	1.29	3T12
1 ^{er}	P.P	1.35	3T12	1.29	3T12
2 ^{ème}	P.P	1.35	3T12	1.29	3T12
3 ^{ème}	P.P	1.35	3T12	1.29	3T12
4 ^{ème}	P.P	1.35	3T12	1.29	3T12
5 ^{ème}	P.P	1.42	3T12	1.36	3T12

3.5.2 Moment plastique et ferrailage des poutres continues dans le sens secondaire:

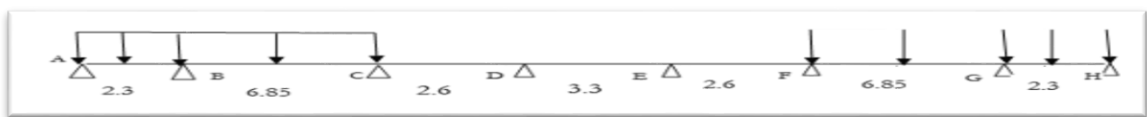


Figure 3.10 : Poutre dans le sens secondaire.

La travée AB :



$$\Theta_A = \Theta_B = \frac{w}{1.15}$$

$$\Theta_{AB} = \Theta_A + \Theta_B = \frac{2w}{1.15} = 11.57$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

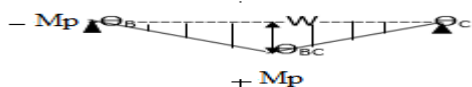
$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * 2.3 * 0.5 * 1.15 * \Theta_A = M_p * (\Theta_A + 2\Theta_A)$$

$$M_p = 4.47 \text{ KN.m}$$

La travée GH= la travée AB= $M_p=4.47$ KN.m

La travée BC :



$$\theta_B = \theta_C = \frac{w}{3.425}$$

$$\theta_{BC} = \theta_B + \theta_C = \frac{2w}{3.425}$$

$$\sum \text{travail extérieur} = \sum \text{travail intérieur}$$

$$\sum f_i * w_i = \sum M_p * w_i$$

$$Q * 6.85 * 0.5 * 3.425 \theta_B = M_p * (\theta_B + 2\theta_B)$$

$$M_p = 39.65 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.15: Ferrailage des poutres secondaires par le moment plastique.

Niveau	Poutre	Ferrailage longitudinal			
		Travée		Appui	
		A _{st}	A _{choisi}	A _{st}	A _{choisi}
R.D.C	P.S	3.59	3T14	0.39	3T12
1 ^{er}	P.S	3.59	3T14	0.39	3T12
2 ^{ème}	P.S	3.59	3T14	0.39	3T12
3 ^{ème}	P.S	3.59	3T14	0.39	3T12
4 ^{ème}	P.S	3.59	3T14	0.39	3T12
5 ^{ème}	P.S	3.77	3T14	0.41	3T12

3.6 Gain du poids:

Le gain du poids est calculé obtenu est calculé dans le tableau 3.16 :

Tableau 3.16: Gain du poids.

		Analyse élastique		Analyse plastique		Gain %	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
R.D.C	P..P	5.65	9.24	3.39	3.39	40	63.31
	P.S	4.62	4.83	4.62	3.39	0	29.81
1 ^{er}	P..P	5.65	10.65	3.39	3.39	40	68.17
	P.S	4.62	4.83	4.62	3.39	0	29.81
2 ^{ème}	P..P	8.01	9.24	3.39	3.39	57.68	63.31
	P.S	4.62	4.83	4.62	3.39	0	29.81
3 ^{ème}	P..P	8.01	9.24	3.39	3.39	57.68	63.31
	P.S	4.62	4.83	4.62	3.39	0	29.81
4 ^{ème}	P..P	5.65	9.24	3.39	3.39	40	63.31
	P.S	4.62	4.83	4.62	3.39	0	29.81
5 ^{ème}	P..P	5.65	9.24	3.39	3.39	40	63.31
	P.S	4.62	4.40	4.62	3.39	0	22.95

Interprétation :

Pendant cette partie de chapitre, on a calculé et pré dimensionner des éléments résistants d'un bâtiment R+5 en béton armé, où les résultats de pré dimensionnement des sections en béton armé n'étaient pas différents entre le comportement élastique et plastique, tant dis que les résultats du ferrailage ont légèrement changé. On a obtenu un gain qui dépasse les 68% dans les majeurs éléments de cette structure.

3.7 Justification règlementaire vis-à-vis a la rotation plastique :

L'EC2 exige une vérification vis avis de la rotation plastique.. Deux aspects sont mis en évidence dans la Figure 3.11: la branche ascendante pour des valeurs faibles de x/d en raison de la rupture de l'acier et l'introduction de deux classes d'acier avec une ductilité différente.[7] . Dans ce modèle (basé sur le modèle de STUTTGART), la rupture peut être causée soit par la rupture des aciers tendus ou par l'écrasement du béton comprimé

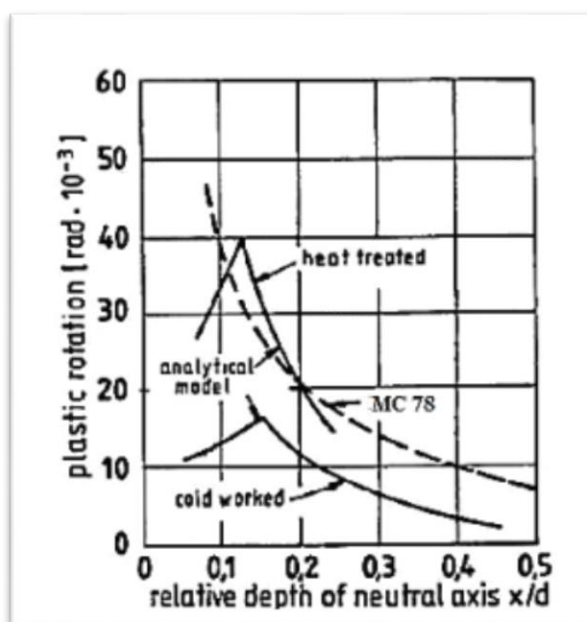


Figure 3.11 : Rotation plastique selon Model Code 78 et le modèle analytique STUTTGART pour différents types d'aciers (Eligehausen and Langer, 1987)

L'équation $\Theta_{pl} = 0.004/(x/d)$ qui a été proposée dans le Model Code 78 s'est révélée insuffisante. Cette équation a été remplacée dans le Model Code 90 (CEB-FIP model code, 1990) par un graphique destiné pour la conception. Dans ce graphique, la rotation plastique admissible est reliée à la position de l'axe neutre relatif x/d pour diverses classes d'acier.

L'Eurocode 2 (Eurocode 2, 2004) fournit un diagramme de conception pour évaluer la capacité de rotation des poutres en béton armé. Les valeurs sont données en fonction de la classe d'acier ; les lignes pointillées se réfèrent à l'acier à haute ductilité (classe C), et les lignes pleines se réfèrent à l'acier à ductilité normale (classe B) (voir figure 3.12 et figure 3.13).

Tous les résultats que nous avons trouvés ne restent valables que si les rotations plastiques sont vérifiées en utilisant ces diagrammes. Cette vérification ne fera pas l'objectif du présent travail

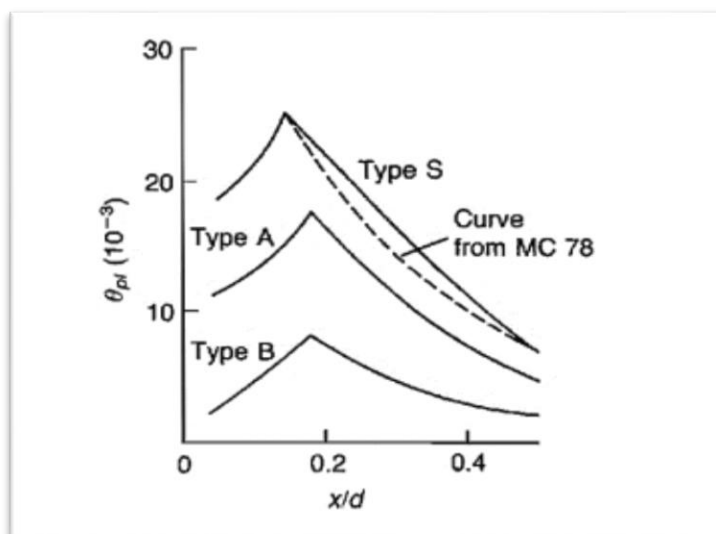


Figure 3.12 : Capacité de rotation par rapport à la profondeur relative de l'axe neutre x/d pour diverses classes d'acier (CEB-FIP model code, 1990)

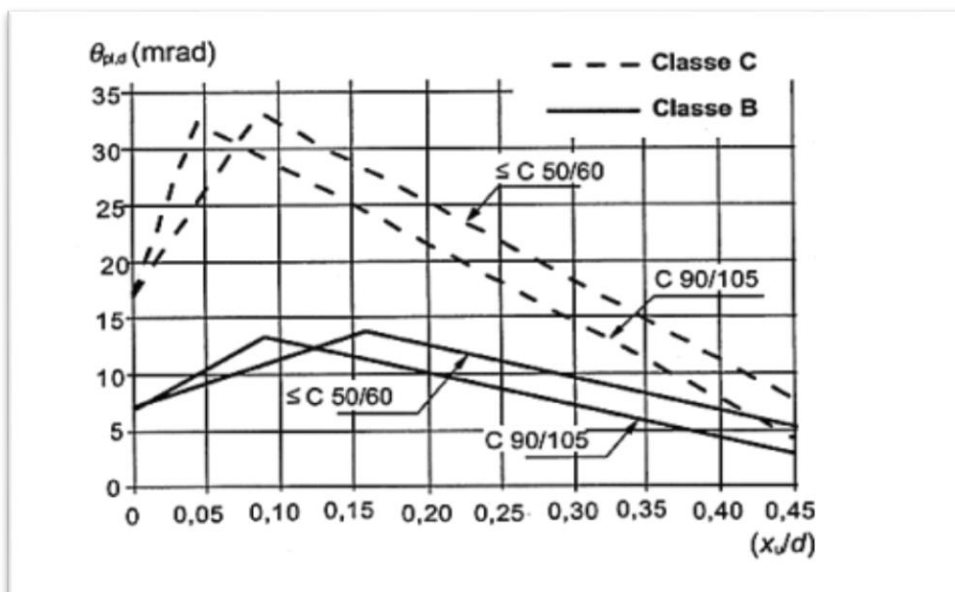


Figure 3.13 : Valeur de base de la capacité rotation admissible des sections en béton armé pour des aciers de classe B et C (haute ductilité) (Eurocode 2-1992, 2004).

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons revu les règlements imposés pour le dimensionnement des structures en béton armé, calculer le gain en utilisant différents types d'analyse des structures.

Le gain présenté concerne juste quelques éléments, pour évaluer un gain total, il suffit de généraliser le calcul présenté sur l'ensemble des éléments de la structure.

Dans le chapitre qui suit nous évoquerons une analyse non linéaire sismique de la même structure, et tirer la courbe de capacité, puis déterminer le point de performance de cette structure.

Chapitre 4

Analyse sismique non linéaire (plastique)

4.1 Introduction :

Durant ces dernières décennies, plusieurs recherches ont été effectuées pour l'étude du comportement non linéaire des structures, en utilisant différentes méthodes d'analyse non linéaire. Le calcul dynamique non linéaire temporel permet d'avoir la réponse non linéaire la plus complète, néanmoins malgré les avancées technologiques la réalisation de ce calcul reste souvent délicate pour les acteurs de construction.

Ce chapitre est consacré à l'analyse non linéaire du bâtiment en béton armé en utilisant la méthode de déplacement en poussée progressive (Pushover). Le calcul statique non linéaire en poussée progressive (ou pushover) représente une alternative très simplifiée et plus familière. Cette méthode permet d'évaluer la capacité de la structure par rapport à la demande sismique. Cette modélisation est réalisée par le logiciel des éléments finis SAP2000.

4.2 Analyse statique non linéaire en poussée progressive (PUSHOVER):

4.2.1 Principe de la méthode en poussée progressive :

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, en Accélération-Déplacement, le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de dégager le « point de fonctionnement ou de performance » de celle-ci. [10]

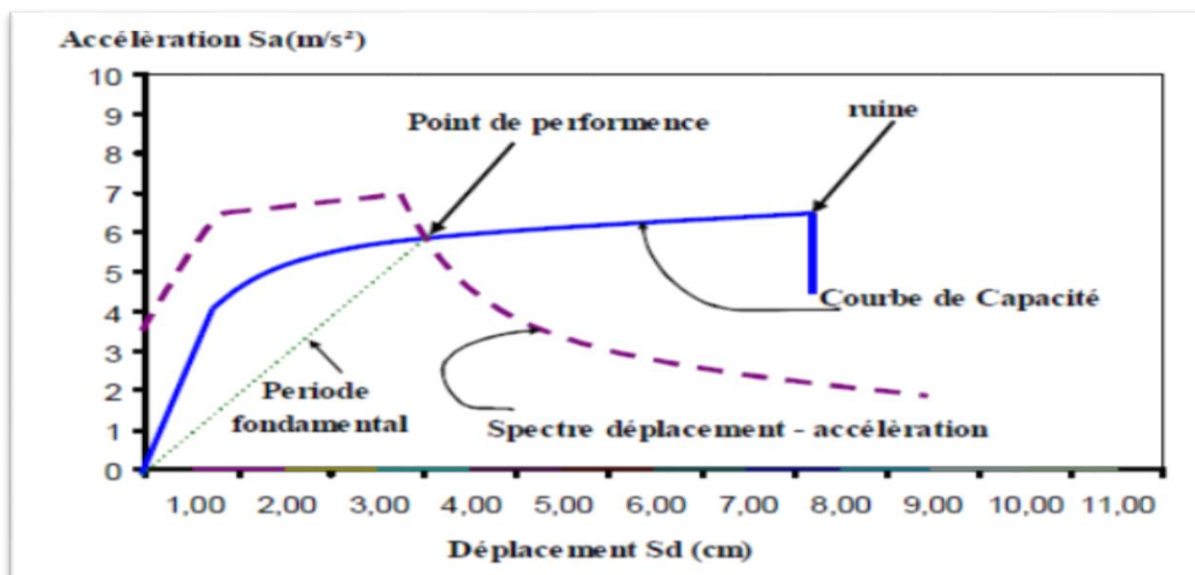


Figure 4.1: Courbe de capacité spectrale (ATC 40)

4.2.2 Objectifs de l'analyse non linéaire:

L'objectif de l'analyse est d'évaluer la performance de la structure à travers l'estimation des efforts et des demandes en déplacement sous l'action d'un séisme. Cette méthode non-linéaire statique prend en compte de façon approchée de la redistribution des efforts internes de la structure. L'analyse est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à celle d'un système équivalent d'un degré de liberté. Autrement dit, la réponse est contrôlée par seulement un mode, qu'on suppose constant pendant tout le chargement de façon indépendante du niveau de déplacement. [8]

4.2.3 Les avantages de l'analyse statique non linéaire :

La procédure statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une procédure dynamique non linéaire, dans ce qui suit, on présentera des exemples de telles caractéristiques:[11]

- 1- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en forces dans les connexions des contreventements, les demandes en moments dans les connexions poteaux- poutres, et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.
- 2- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- 3- Les conséquences de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- 4- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformation sont supposées être particulières durant la conception.
- 5- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- 6- Estimation des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ .
- 7- Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

4.2.4 Les limites de l'analyse statique non-linéaire :

Malgré que l'analyse pushover nous fournisse des réponses adéquates dans plusieurs cas, il reste toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolu à travers la recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons :

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- Les problèmes en 3-D (effets d'orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc....).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

Puisque l'analyse Pushover est de nature approximative et elle est basée sur l'application d'un chargement statique, elle ne peut pas représenter les phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude, comme elle ne peut pas détecter quelques modes de déformations importants qui se produisent dans la structure soumise à un séisme sévère. La réponse dynamique non-élastique, se différencie d'une façon significative de la réponse basée sur les modes de chargement statique adaptatif ou invariable spécialement si les effets de modes supérieurs deviennent importants.

4.2.5 Les méthodes Pushover et leurs applications dans les règlements sismiques récents :

4.2.5.1 Règlements ATC 40 (Applied Technology Council 40):

Le document se limite au bâtiment et recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. La procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. Construire le spectre de capacité, la courbe force – déplacement d'un point de la structure est déterminée en utilisant l'analyse statique non linéaire. Les forces et les déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté. La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. Le point caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique, fournit ainsi une estimation sur l'accélération et une estimation sur le déplacement (demande). Il faut noter par ailleurs que l'utilisation du spectre inélastique est considérée plus appropriée que l'utilisation d'un spectre élastique équivalent hautement amorti.

4.2.5.2 Règlements FEMA365 (Federal Emergency Management 365):

Ce règlement présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structuraux, et recommande des déplacements d'étage limite concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels auto stables.

4.2.5.3 Eurocode 8 :

L'Eurocode 8 aborde le calcul d'un déplacement sismique cible à partir de la méthode en poussée progressive. Ce calcul est détaillé dans l'annexe B de l'Eurocode 8 partie 1. Le déplacement cible est déterminé à partir de spectre de réponse élastique réduit par l'approche ductilité. La courbe de capacité qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de nœud de contrôle est déterminée conformément au paragraphe 4.3.3.4.2.3 de l'Eurocode 8.

4.3 Spectre de demande

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan $S_a - T_n$, par les transformations des périodes en déplacements spectrales en utilisant la formule suivante:

$$S_a = \omega^2 * S_d \implies S_d = (T_n^2 / (4\pi^2)) * S_a$$

Où T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

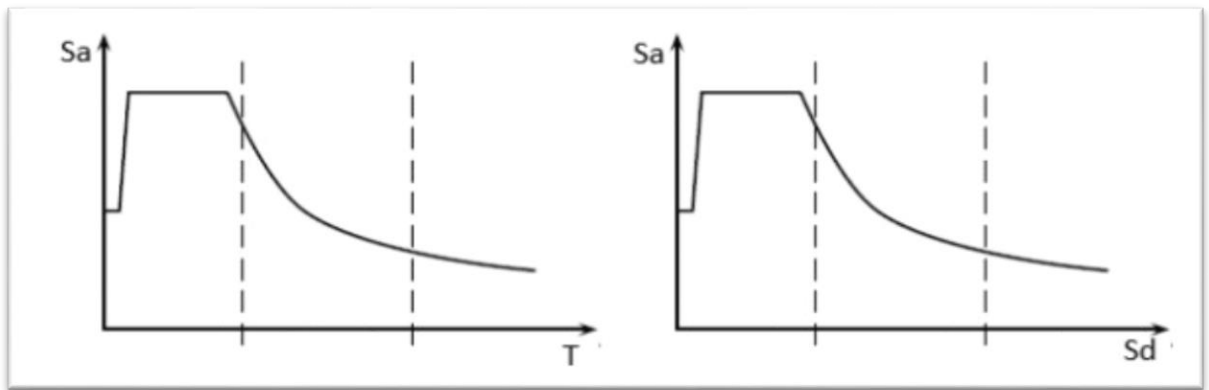


Figure 4.2: Transformation ADRS du spectre de réponse.

4.4 Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité:

Afin de pouvoir exploiter une courbe PUSHOVER qui a un caractère non-linéaire, plusieurs codes (FEMA 356 – EC8 – ATC 40 -...) recommandent une idéalisation de la courbe Force – déplacement. Cette idéalisation consiste à transformer la courbe de capacité qui est en général caractérisée par sa forme non-linéaire en une courbe bilinéaire pour pouvoir distinguer la phase élastique de la phase plastique, donc pouvoir calculer la ductilité. Dans notre travail on a décidé de faire la bi-linéarisation de la courbe PUSHOVER suivant les recommandations du FEMA 356. [12]

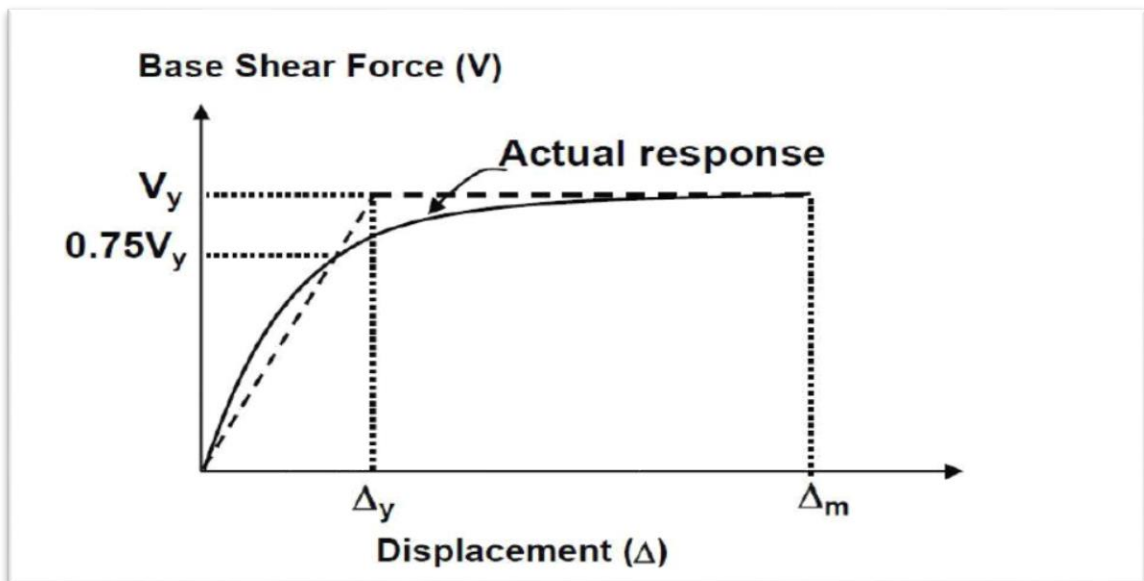


Figure 4.3: Idéalisaton selon Pauly & Priestley.

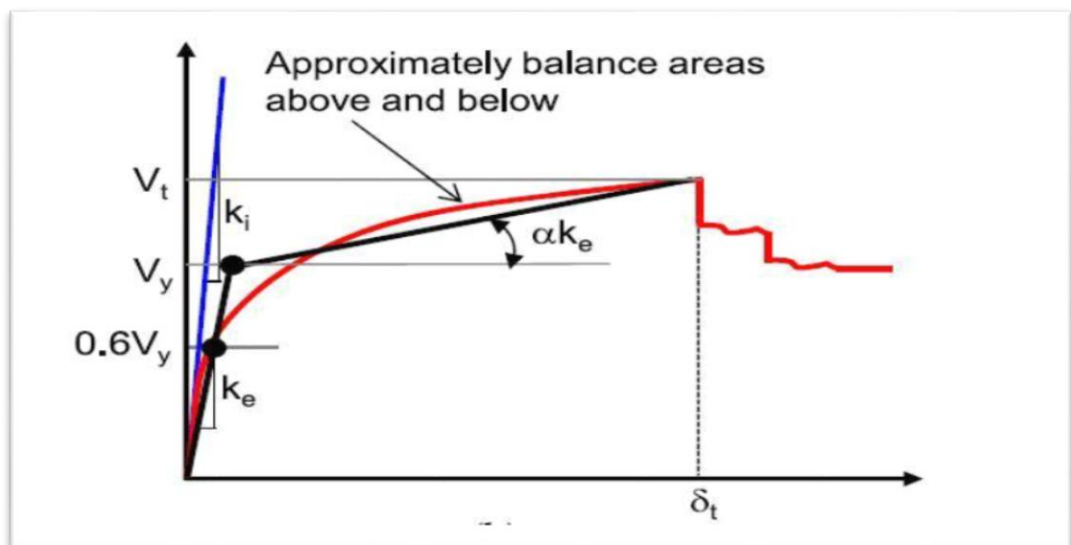


Figure 4.4: Idéalisaton selon le FEMA - 356.

Recommande que la relation Force – déplacement doit être bilinéaire, avec une pente initiale élastique (K_e) et une pente post-élastique (α). Les segments de ligne de la courbe idéalisée doivent être fixés après un calcul graphique itératif de façon à ce que les surfaces au-dessus et au-dessous de la courbe réelle soient approximativement égales.

La rigidité latérale effective K_e doit être prise comme la rigidité sécante calculée à 60% de l'effort élastique effectif (V_y).

La pente post-élastique α , doit être déterminée à travers un segment de ligne qui coupe la courbe réelle à un déplacement cible.

La loi de comportement de la rotule plastique est indiquée dans la figure 4.5.

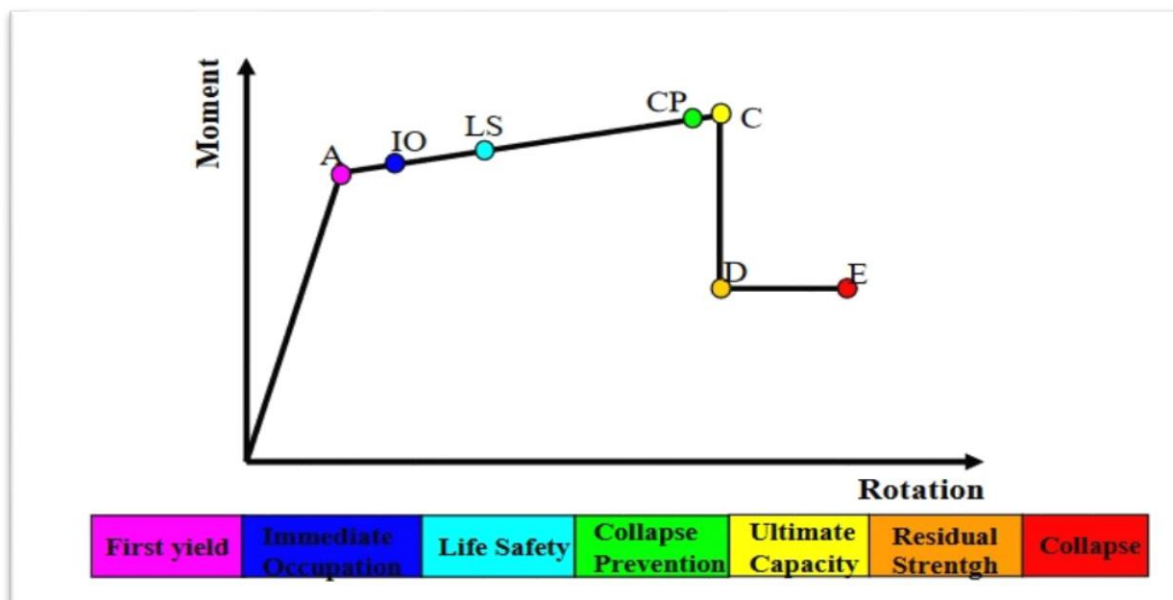


Figure 4.5: Loi de comportement de la rotule plastique.

4.5 Détermination de la courbe de capacité:

4.5.1 Les éléments résistants :

En utilisant le ferrailage des éléments poteaux poutres calculé dans le chapitre 3, le comportement non linéaire a été déterminé pour les différents éléments et affecté au modèle de la structure établie. Le comportement non linéaire se traduit par l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Les différentes étapes de modélisation non linéaire par rotule plastique sont données par la suite, On présente un exemple d'un poteau du RDC :

1. Affectation du ferrailage calculé à l'élément (figure 4.6).
2. Affichage de la loi de comportement Moment-courbure de la section ferrillée et extraction la courbe bilinéaire (figure 4.7).
3. Détermination des rotules plastiques. On note qu'on a deux types, les rotules affectées aux poutres sont de type flexion (M3) tandis que celles affectées aux poteaux tiennent en compte du couplage entre l'effort normal et les moments de flexion (P-M2-M3) (figure 4.8).
4. Affectation des lois de comportement bilinéaire aux rotules plastiques. Cette étape peut être soit faite automatiquement par le SAP2000 ou bien manuellement (figure 4.9 et 4.11).
5. Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux et poutres (figure 4.10).

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

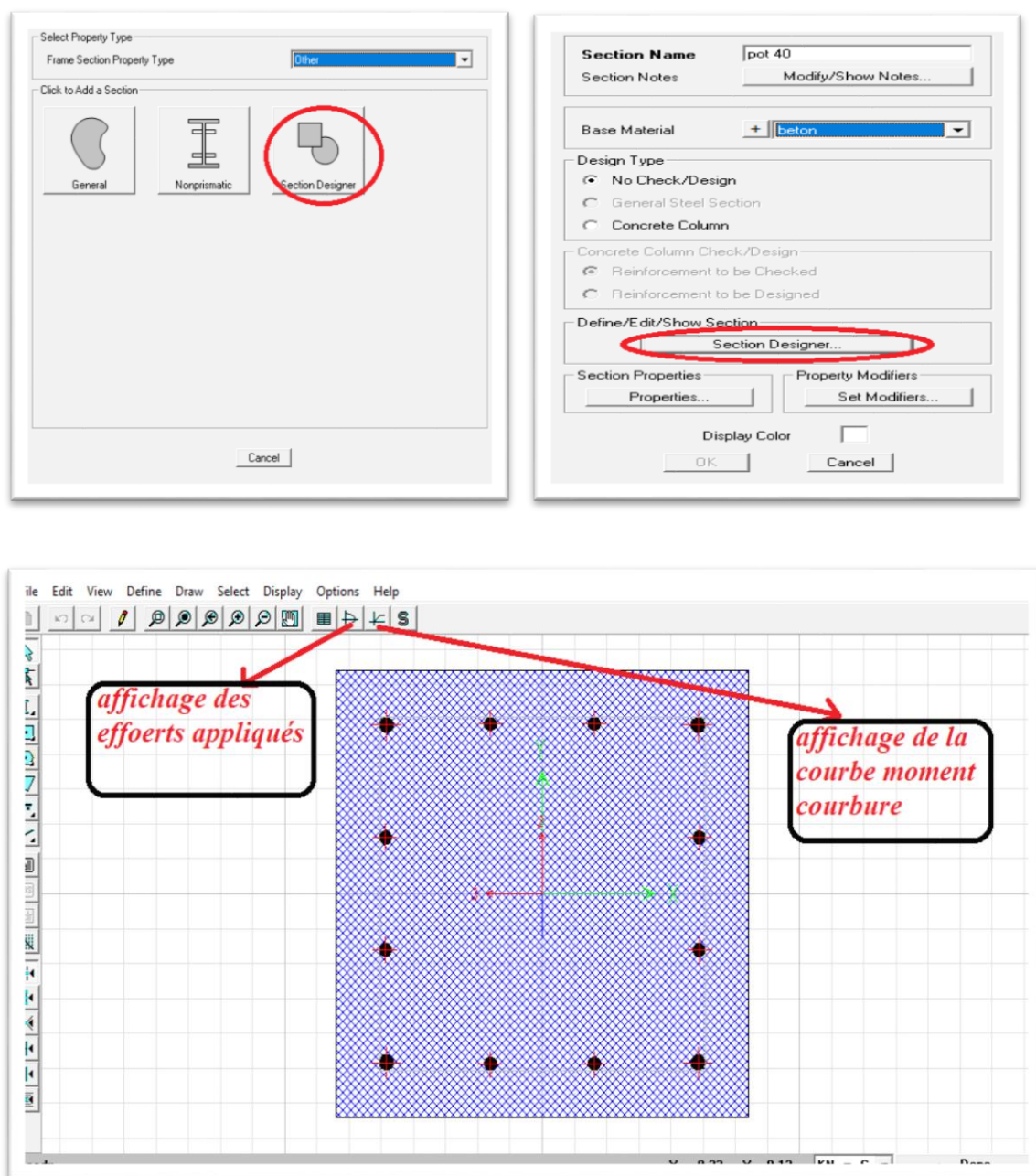


Figure 4.6: Affectation du ferrailage calculé à l'élément

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

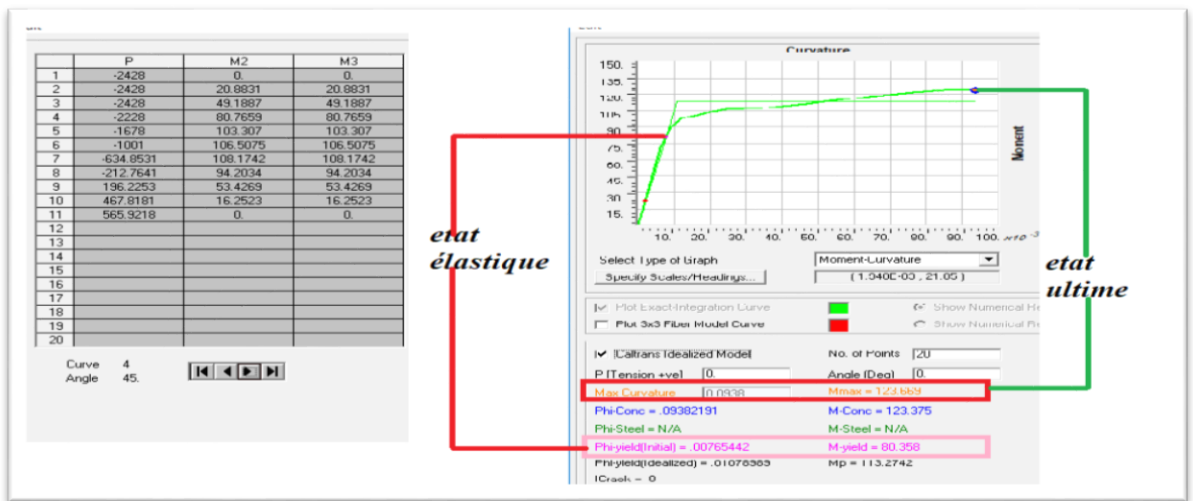


Figure 4.7: Loi de comportement non linéaire du poteau du RDC.

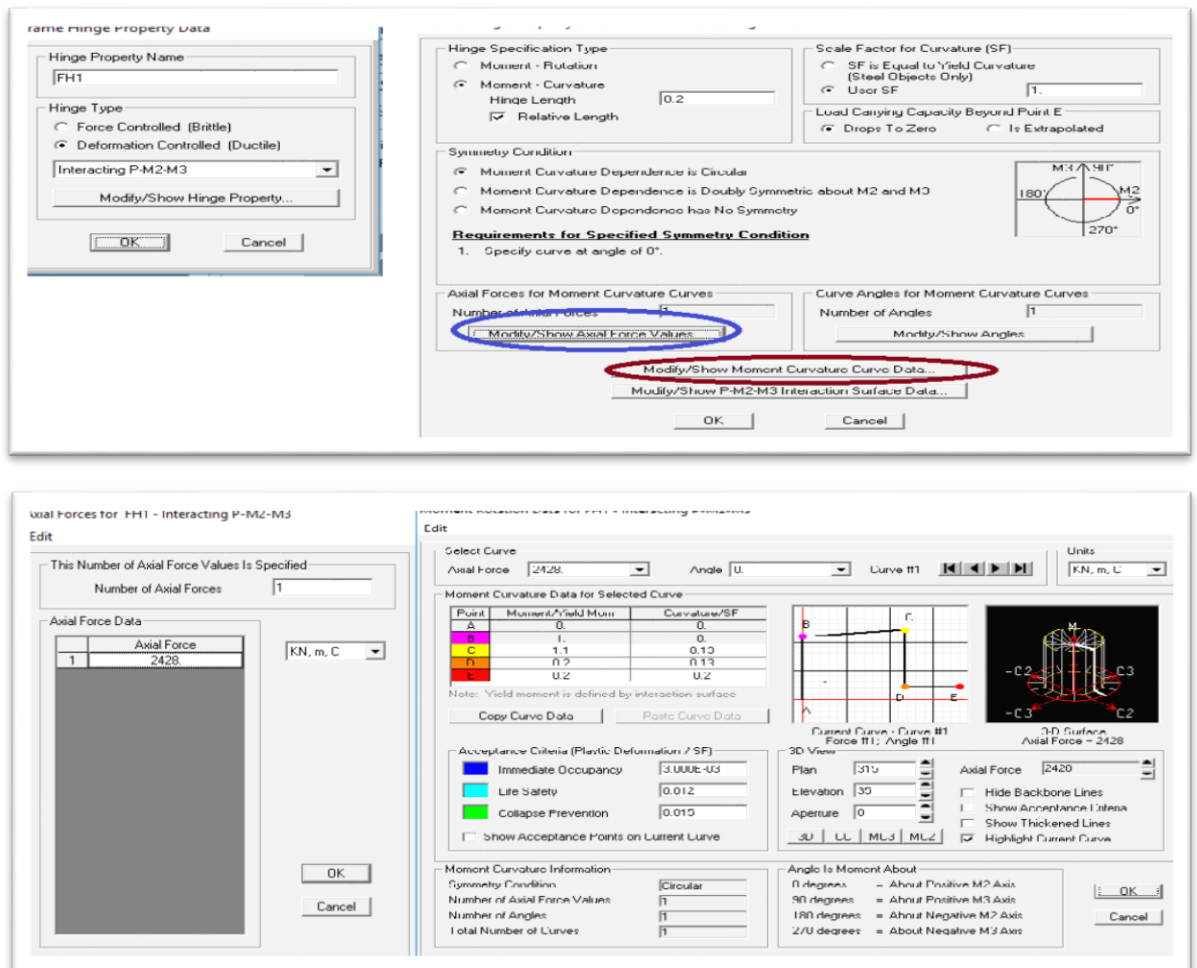


Figure 4.8: Détermination des rotules plastiques de l'élément et affectation de la loi de comportement bilinéaire au type de la rotule plastique.

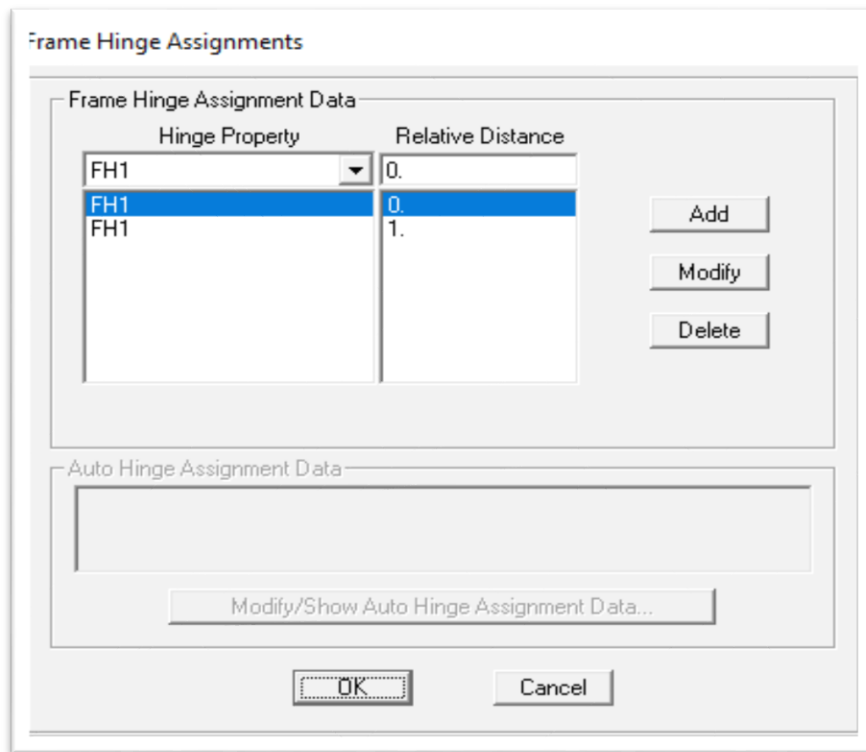


Figure 4.9: Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux.

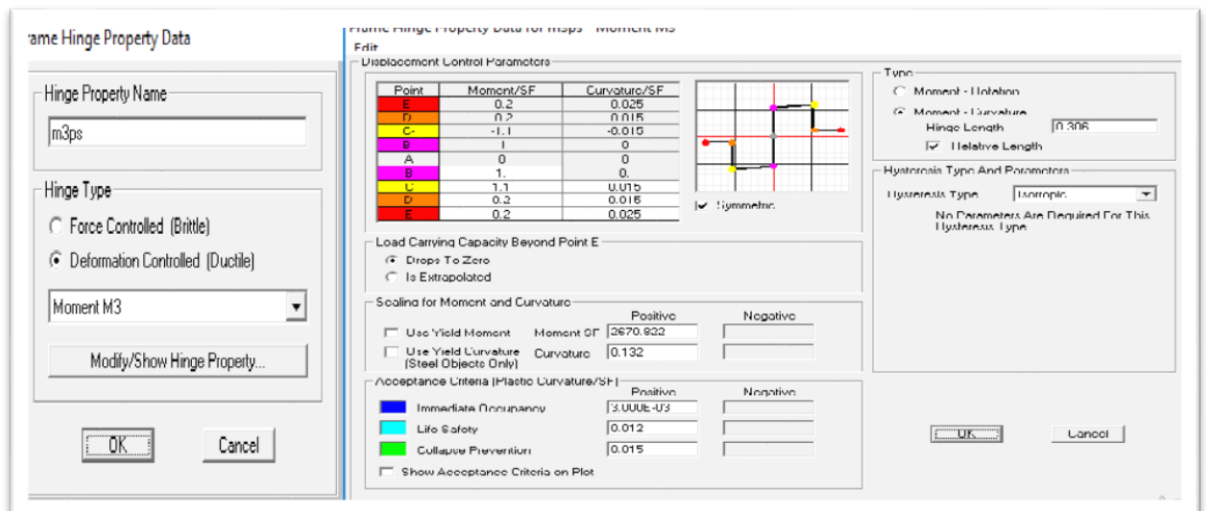


Figure 4.10: Hinges pour les poutres.

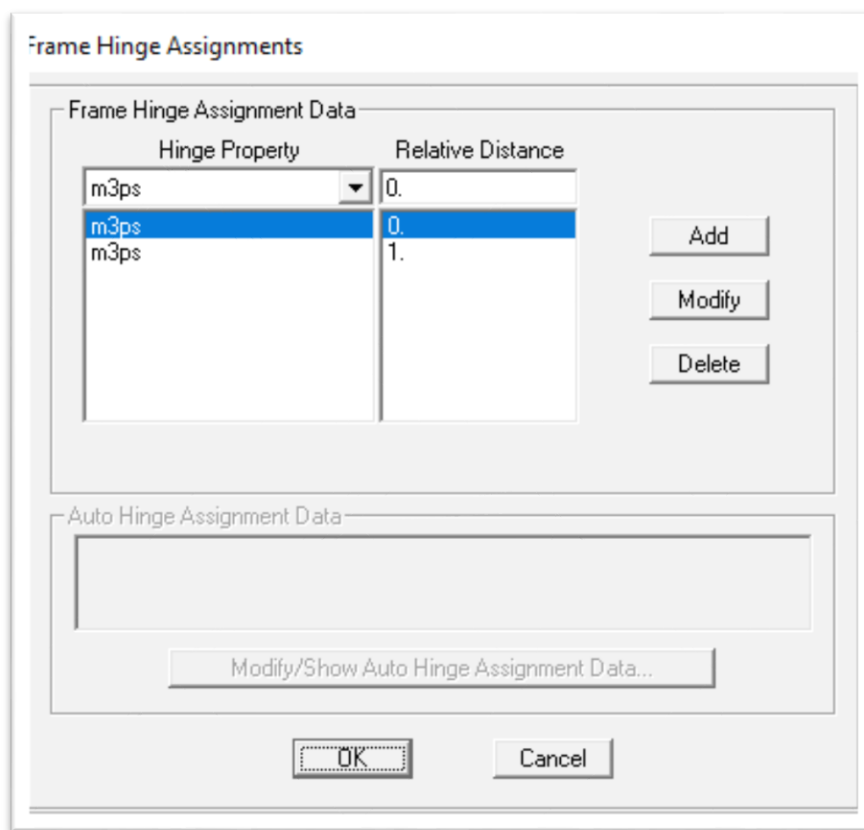


Figure 4.11: Affectation des rotules plastiques aux éléments poutres.

4.5.2 Les voiles:

Le SAP 2000 permet d'introduire les rotules plastiques seulement aux éléments frames. Pour les éléments de type Shell il fournit un élément non-linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire) qui permet de modéliser le comportement non-linéaire. Les étapes de modélisation sont les suivantes:

1. Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire) (figure 4.12).
2. Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile calculé dans le chapitre précédent (figure 4.13).
3. Définir les différentes couches avec leurs matériaux et comportement (figure 4.14).

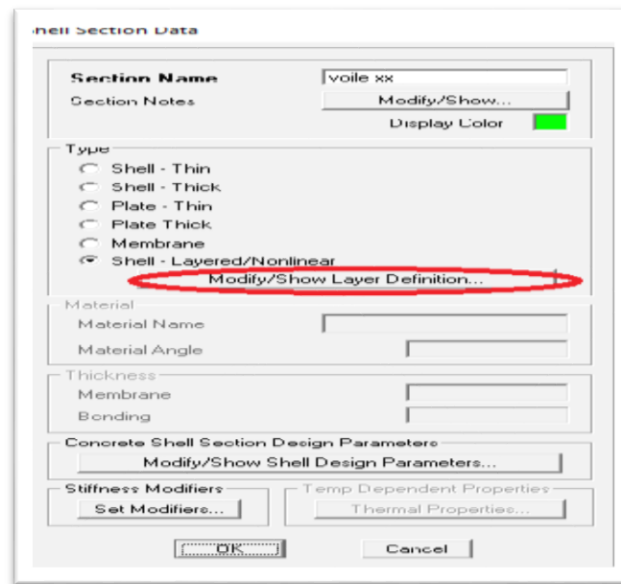


Figure 4.12: Définition de l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).

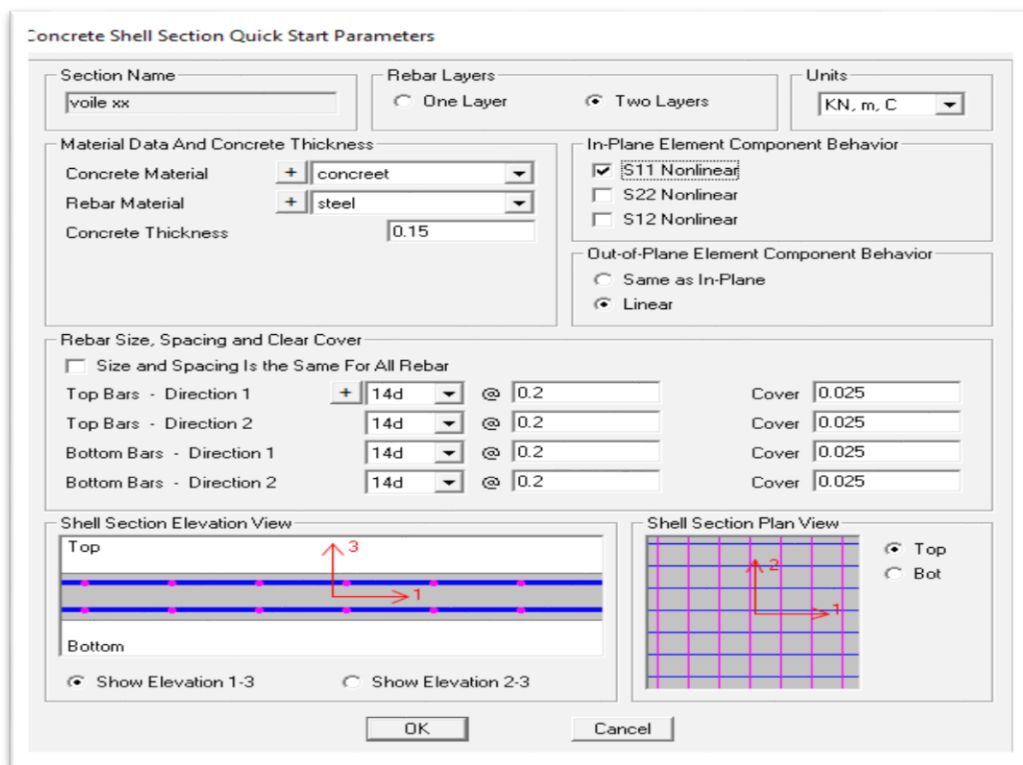


Figure 4.13: Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage.

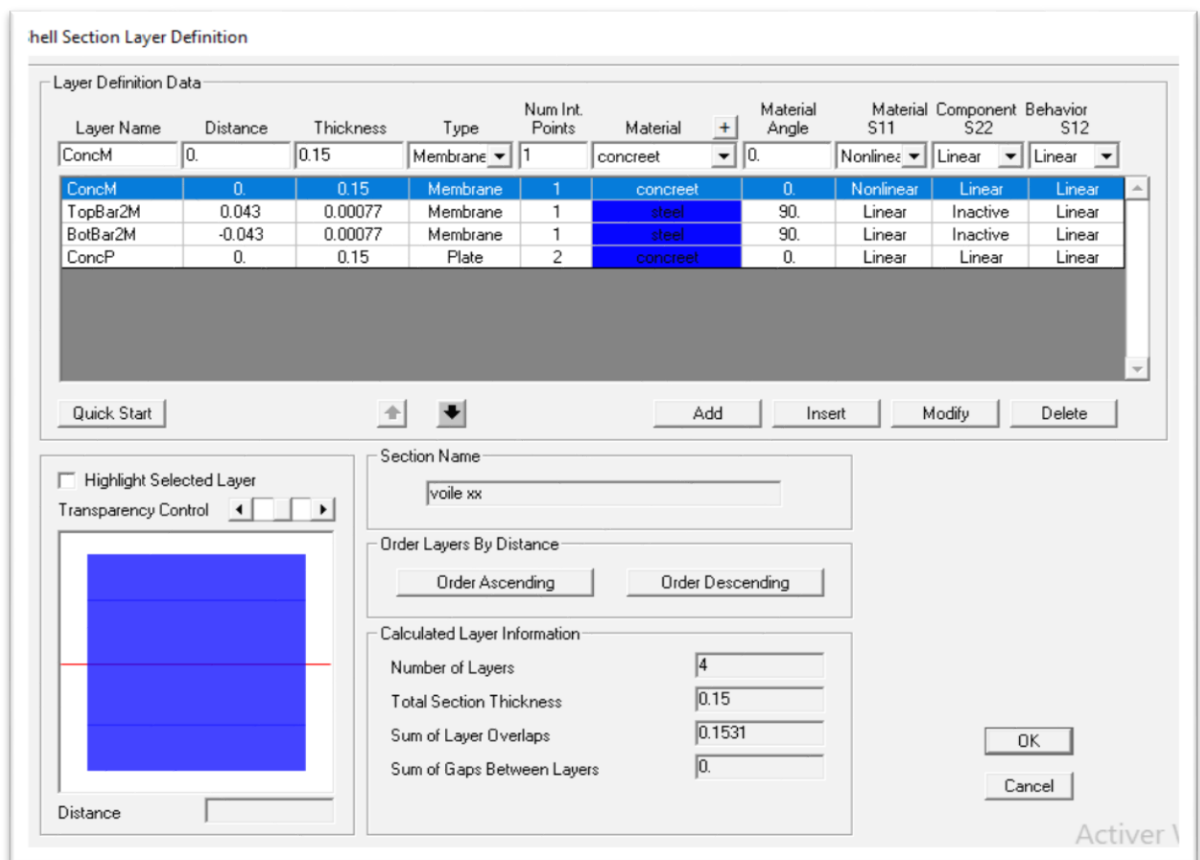


Figure 4.14: Définition des couches.

4.5.3 Définition du chargement de l'analyse Pushover:

Dans cette étude on a adopté une analyse en mode « déplacement contrôlé » c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

4.5.3.1 Définition de l'analyse statique non linéaire sous charges gravitaires :

Cette étape consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire en considérant la combinaison $G+0.2Q$ (figure 4.15).

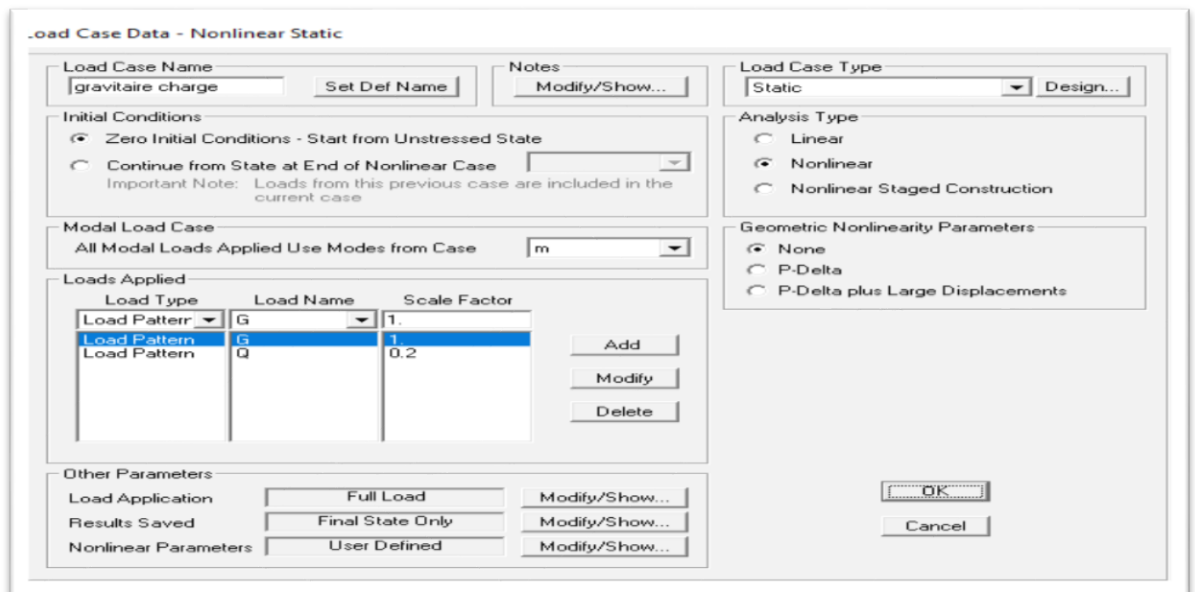
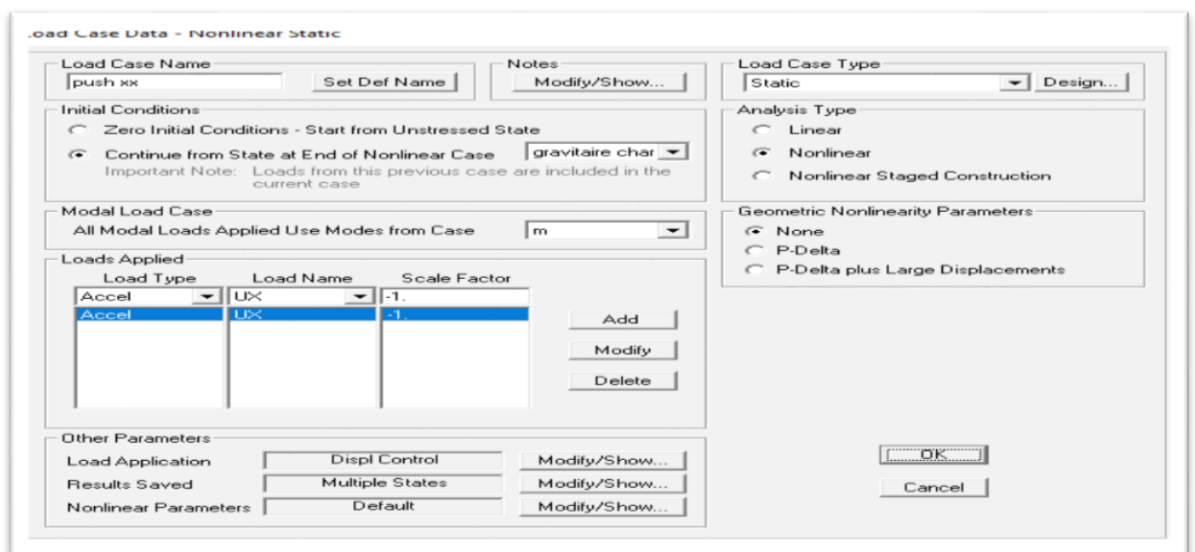


Figure 4.15: Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.

4.5.3.2 Définition de l'analyse sous charges horizontales:

Après avoir définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire, on passe à l'analyse statique non linéaire sous charge horizontales (analyse Pushover). La figure 4.12 illustre la boîte de dialogue, des données d'analyse pushover dans le sens x, elle représente la phase la plus importante dans l'analyse statique non linéaire au moyen du SAP2000 et elle comprend la détermination du point de contrôle et le déplacement cible D_{cible} . Ce dernier correspond au déplacement à partir de lequel la structure devienne instable.



Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF at Joint

Generalized Displacement

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved

Final State Only Multiple States

For Each Stage

Minimum Number of Saved States

Maximum Number of Saved States

Save positive Displacement Increments Only

Figure 4.16: Définition de l'analyse Pushover dans le sens xx.

4.5.4 Résultat de l'analyse pushover:

4.5.4.1 La courbe pushover de la structure:

Le résultat principal de cette analyse est la courbe de capacité du bâtiment étudié. Cette courbe est la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement calculé au sommet de la structure. Les courbes de capacité obtenues dans les deux sens sont données par les figures 4.17 et 4.18.

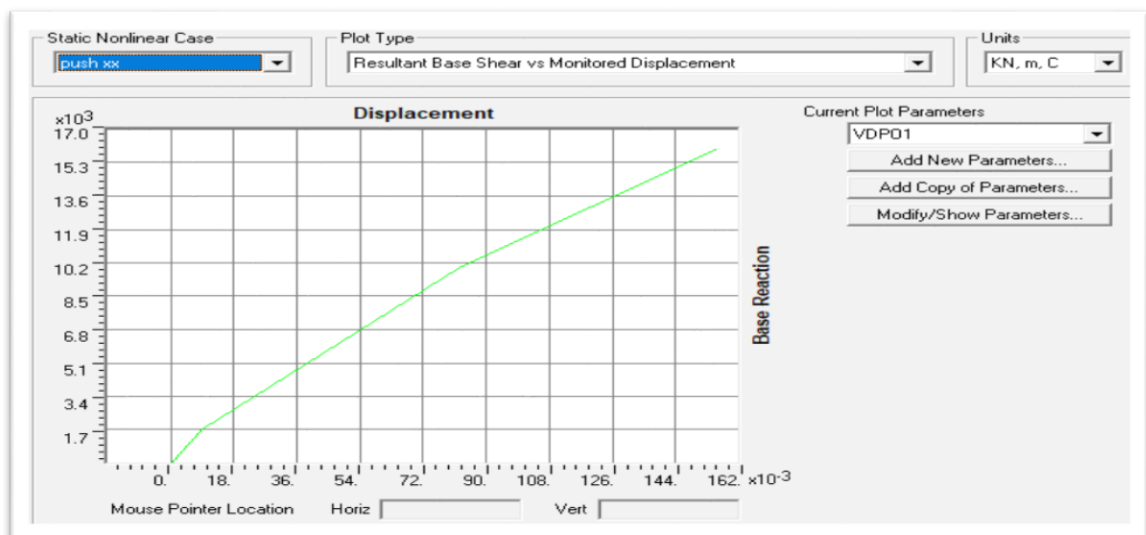


Figure 4.17: Courbes de capacité pushover dans le sens X_X.

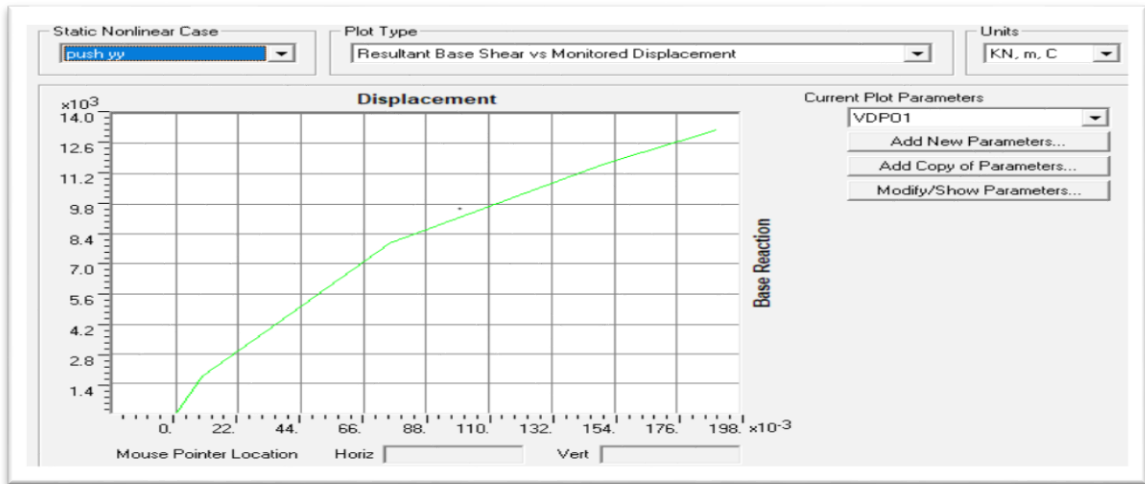


Figure 4.18: courbes de capacité pushover dans le sens Y_Y.

4.5.4.2 Détermination du point de performance:

Le point de performance ($S_a - S_d$) du système à 1SSDDL équivalent à la structure est le point d'intersection de la courbe de capacité et le spectre réduit tracés dans le même repère. A partir de ce point on détermine le point de performance de la structure réelle (V : effort tranchant à la base - déplacement non linéaire de la structure D) en tenant compte du facteur de participation modale et le pourcentage de la masse totale par les relations suivantes.

$$V = S_a \cdot M \cdot \alpha$$

$$D = S_d \cdot \Gamma \cdot \Phi$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale système 1DDL.

M : Masse totale de la structure.

α : Pourcentage de masse sismique mobilisée.

S_d : Déplacement spectral système 1DDL.

Γ : Facteur de participation modale.

Φ : Amplitude du mode de vibration au sommet.

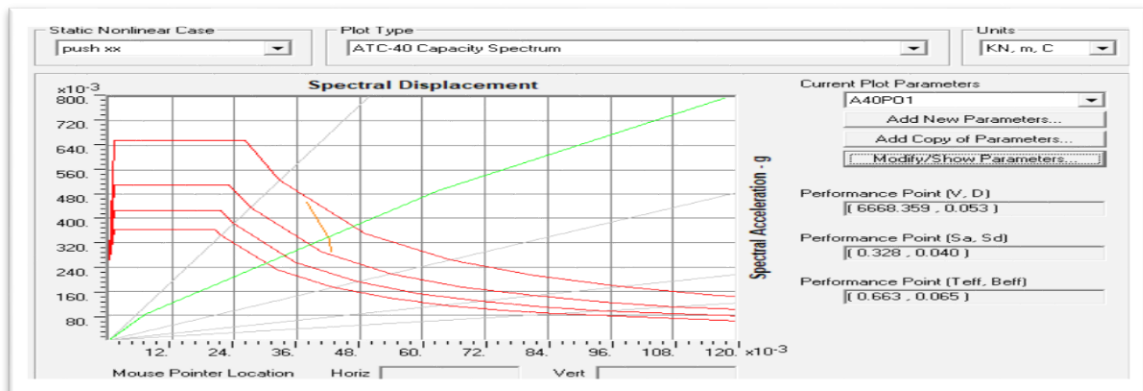


Figure 4.19: Détermination du point de performance dans le sens X_X.

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

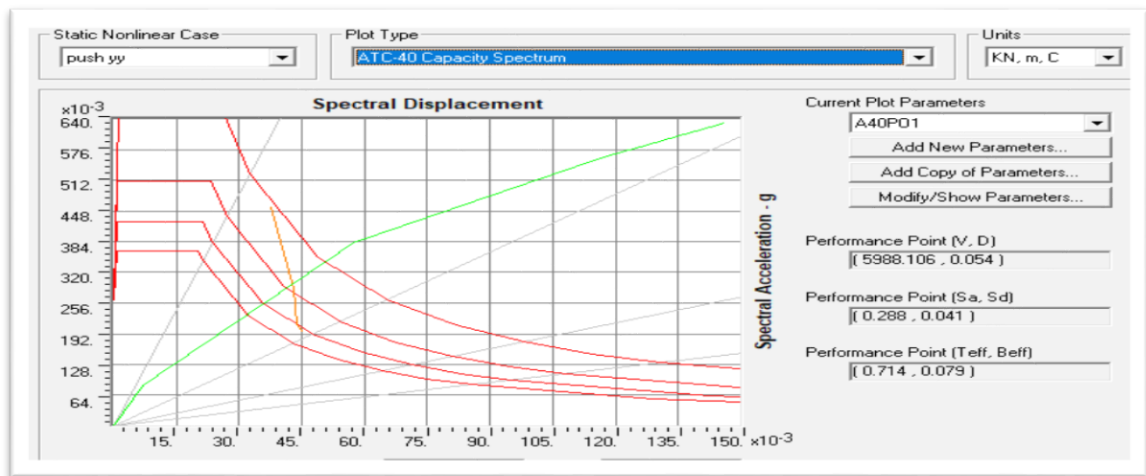


Figure 4.20: Détermination du point de performance dans le sens Y_Y.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure (figure 4.19 et 4.20). ($V_{px}= 6668.359\text{KN}$; $d_{px}= 0.053$ m et $V_{py}= 5988.106\text{KN}$; $d_{py}= 0.054\text{m}$)

Tableau 4.1: Courbe de capacité dans la forme (Sa_Sd) dans le sens X-X

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFhi
			m		m			
0	0.580767	0.050000	0.000000	0.000000	0.034964	0.417301	1.000000	1.000000
1	0.580767	0.050000	0.006974	0.083237	0.034964	0.417301	0.779834	1.308008
2	0.717931	0.074954	0.062993	0.491998	0.041342	0.322897	0.763853	1.312632
3	0.772679	0.094268	0.118097	0.796309	0.043317	0.292079	0.757110	1.322089

Tableau 4.2: Courbe de capacité dans la forme (Sa_Sd) dans le sens Y-Y

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFFhi
			m		m			
0	0.578434	0.050000	0.000000	0.000000	0.034748	0.418084	1.000000	1.000000
1	0.578434	0.050000	0.007094	0.085348	0.034748	0.418084	0.770450	1.325838
2	0.777350	0.092507	0.057407	0.382449	0.044086	0.293703	0.784509	1.306294
3	0.915859	0.146276	0.116157	0.557476	0.046740	0.224321	0.788481	1.300282
4	0.966120	0.155911	0.146162	0.630391	0.049190	0.212157	0.790451	1.300657

4.6 Développement des rotules plastiques par le logiciel SAP 2000:

4.6.1 Push over selon X-X (dernier step) :

Sens X-Z:

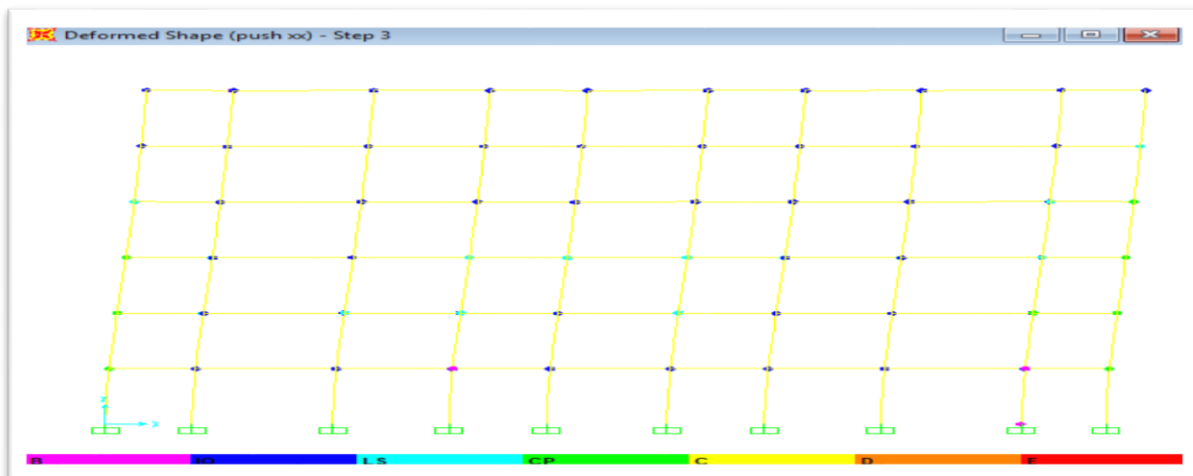


Figure 4.21: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z.

Sens Y-Z:



Figure 4.22: Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens Y-Z.

Tableau 4.3: Développement des Rotules Plastiques selon push X-X

Etages	Eléments	A_B	B_IO	IO_LS	LS_CP	CP_C	C_D	D_E	> E
R.D.C	Poteaux	21	61	01	07	0	0	0	0
	Poutres	43	35	01	0	0	0	0	0
1^{er} étage	Poteaux	22	45	0	25	0	0	0	0
	Poutres	27	28	03	03	0	0	0	0
2^{ème} étage	Poteaux	25	20	0	18	0	0	0	0
	Poutres	16	54	08	06	0	0	0	0
3^{ème} étage	Poteaux	13	08	2	5	0	0	0	0
	Poutres	15	46	12	12	0	0	0	0
4^{ème} étage	Poteaux	1	04	0	0	0	0	0	0
	Poutres	12	44	14	16	0	0	0	0
5^{ème} étage	Poteaux	03	05	0	0	0	0	0	0
	Poutres	14	54	02	06	0	0	0	0

4.6.2 Push over selon Y-Y (dernier step) :

Sens X_Z :



Figure 4.18 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z

Sens Y_Z :

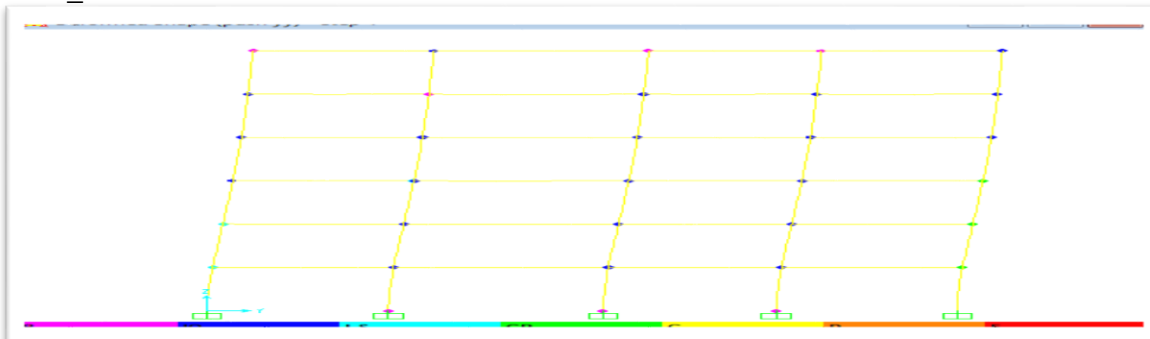


Figure 4.19 : Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens Y-Z

Tableau 4.4: Développement des Rotules Plastiques selon push Y-Y

Étages	Eléments	A_B	B_IO	IO_LS	LS_CP	CP_C	C_D	D_E	> E
R.D.C	Poteaux	21	6	0	0	0	0	0	0
	Poutres	10	12	3	0	0	0	0	0
1^{er} étage	Poteaux	14	6	3	0	0	0	0	0
	Poutres	5	12	2	1	0	0	0	0
2^{ème} étage	Poteaux	8	12	2	2	0	0	0	0
	Poutres	11	13	0	0	0	0	0	0
3^{ème} étage	Poteaux	14	10	3	5	0	0	0	0
	Poutres	8	10	2	1	0	0	0	0
4^{ème} étage	Poteaux	15	9	1	0	0	0	0	0
	Poutres	4	4	0	0	0	0	0	0
5^{ème} étage	Poteaux	19	1	0	0	0	0	0	0
	Poutres	5	7	0	0	0	0	0	0

4.7 Le déplacement cible

Le déplacement cible peut être défini comme le déplacement attendu de la structure lors d'un séisme. Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit : [13]

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a (T_e^{2/4\pi^2}) g$$

Avec : C_0 : coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Les valeurs de C_0 sont regroupées dans le tableau 4.5

g : l'accélération de la pesanteur.

S_a : sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Tableau 4.5: Développement des Rotules Plastiques.

Valeurs du coefficient C_0			
Nombre d'étage	Bâtiment de cisaillement		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire. Dans notre cas on a un bâtiment à 05 étages avec un chargement uniforme donc on prend :

$$C_0 = 1.2$$

C_1 : coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de C_1 sont données par les équations citées ci-dessous :

$$C_1 = 1 \text{ si } T_e \geq T_0$$

$$C_1 = [1 + (R-1) T_0 / T_e] / R \quad \text{si } T_e < T_0$$

Avec : T_e : la période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_i : la période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : la rigidité initiale de la structure.

K_e : la rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : la période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

R : un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

✓ Dans le sens X_X :

$$T_e = 0.66925 * \sqrt{\frac{1.03 * 10^8}{133494583}}$$

$$T_e = 0.587 \text{ s}$$

$$T_0 = 0.3 \text{ s} \quad \text{site rocheux}$$

On a $T_e > T_0$ donc $C_1 = 1$

✓ Dans le sens Y_Y :

$$T_e = 0.66925 * \sqrt{\frac{7.74 * 10^7}{128674919}}$$

$$T_e = 0.519 \text{ s}$$

$$T_0 = 0.3 \text{ s} \quad \text{site rocheux}$$

On a $T_e > T_0$ donc $C_1 = 1$

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum. Les valeurs de C_2 sont regroupées dans le tableau 4.6 suivant :

Tableau 4.6: Valeurs du coefficient C_2 .

Valeurs du coefficient C_2				
Niveau du performance structurale	$T \leq 0.1$ s		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention contre la ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

Avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres. Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de C_2 sont obtenus par une interpolation linéaire.

Dans notre projet on utilise le cas de la sécurité des vies avec $T > T_0$ et 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie donc : **$C_2 = 1.1$**

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qui ont une post-élastiques positives, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon les formules suivantes :

$$C_3 = 1 + [|\alpha| (R-1)^{3/2}] / T_e$$

✓ Dans le sens X-X :

$$C_3 = 1 + [|0.58| (1.44-1)^{3/2}] / 0.587$$

$$C_3 = 1.50$$

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

✓ Dans le sens Y_Y :

$$C3 = 1 + [|0.39| (2.13-1)^{3/2}] / 0.519$$

$$C3 = 1.90$$

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

✓ Dans le sens X_X :

On a :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 7)}$$

$$\eta = 0.88$$

$$S_a/g = 2.5 * 0.88 * (1.25 * 0.10) * (1.15/5) * (0.3/0.587)^{2/3}$$

$$S_a/g = 0.04$$

$$\delta t = C0 C1 C2 C3 S_a (T e^{2/4\pi^2}) g$$

$$\delta t = 1.2 * 1 * 1.1 * 1.5 * 0.04 (0.587^2 / 4\pi^2)$$

$$\delta t = 6.91 * 10^{-4} m$$

✓ Dans le sens Y_Y :

On a :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 7)}$$

$$\eta = 0.88$$

$$S_a/g = 2.5 * 0.88 * (1.25 * 0.10) * (1.15/5) * (0.3/0.587)^{2/3}$$

$$S_a/g = 0.04$$

$$\delta t = C0 C1 C2 C3 S_a (T e^{2/4\pi^2}) g$$

$$\delta t = 1.2 * 1 * 1.1 * 1.9 * 0.04 (0.519^2 / 4\pi^2)$$

$$\delta t = 6.84 * 10^{-4} m$$

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

L'idéalisation de la courbe de capacité par le FEMA 356 est dans les figures 2.24 et 2.25.

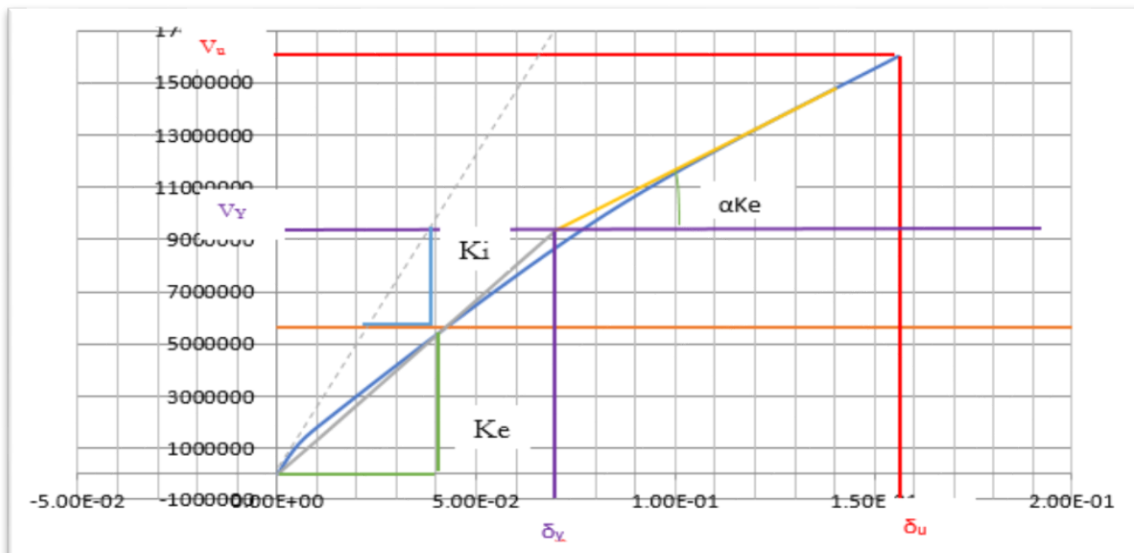


Figure 4.23: Idéalisé selon le FEMA - 356 pour push xx.

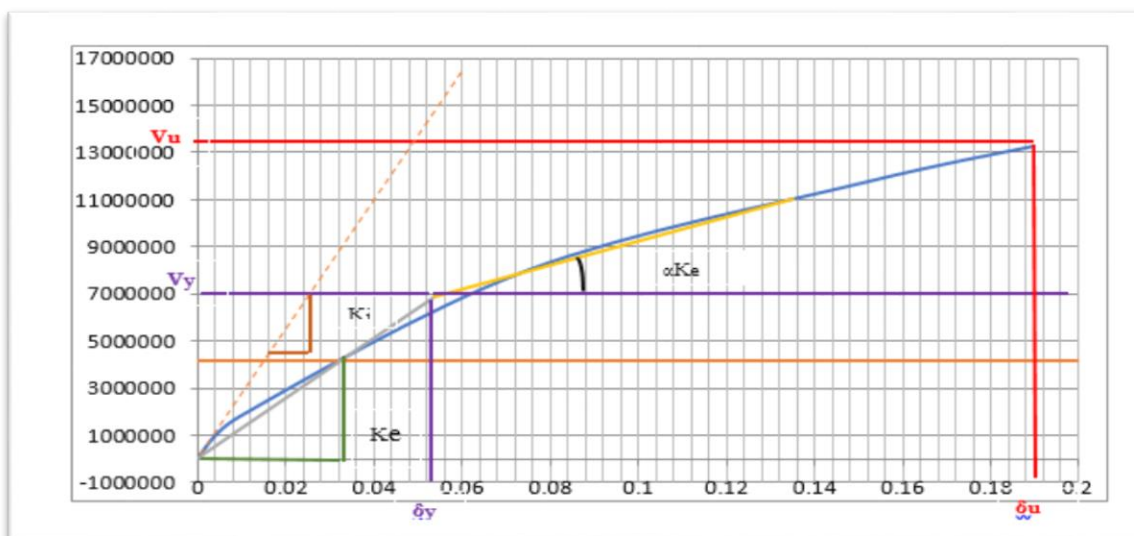


Figure 4.24: Idéalisé selon le FEMA - 356 pour push yy.

4.8 Ductilité :

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La ductilité d'une structure est liée, principalement, au système de contreventement. Les RPA99 V2003 lie la valeur du coefficient de comportement R au système de contreventement (Tableau 4.3)

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_e .

4.9 Détermination du facteur de comportement :

4.9.1 Paramètres du Coefficient de comportement :

Plusieurs recherches ont été effectuées afin de trouver une formulation du coefficient de comportement R . Des études récentes y compris celles de l'ATC-34, soutiennent une nouvelle formulation de R . C'est une formulation dans laquelle R est exprimé comme le produit de 3 facteurs, à savoir : un facteur qui compte de la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance, et un troisième pour tenir compte de la redondance. Donc la formule de R est exprimée comme suit :

$$R = R_{\mu} \cdot R_S \cdot R_R$$

R_{μ} : Le facteur de ductilité.

R_S : Le facteur de sur-résistance.

R_R : Le facteur de redondance.

4.9.1.1 Facteur de sur résistance (R_S):

Le facteur de sur-résistance est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime calculé à l'aide des analyses statiques et dynamiques inélastiques, et l'effort tranchant de dimensionnement calculé à l'aide des méthodes élastiques linéaires. Ces efforts ainsi que le facteur de sur-résistance sont donnés par le tableau 4.7.

Tableau 4.7: Facteur de sur- résistance.

	Vu	Vd	Rs
Sens X_X	2906.3426	1092.61	2.66
Sens Y_Y	1526	973.51	1.57

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

(D'après la formule de RPA99ver2003)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

R : coefficient de comportement global de la structure.

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

D'après le RPA 99 : Zone sismique I \longrightarrow A= 0,10
 Groupe d'usage 2

Chapitre 4 Analyse sismique non linéaire

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases}$$

$$T_x = \min (CT * h_n^{3/4}; 0,09 * h_n / \sqrt{L_x})$$

$$T_x = \min (0,05 * 18,36^{3/4}; 0,09 * 18,36 / \sqrt{26,70})$$

$$T_x = \min (0,44 ; 0,319)$$

$$T_x = 0,319 \text{ s}$$

$$T_y = \min (CT * h_n^{3/4}; 0,09 * h_n / \sqrt{L_y})$$

$$T_y = \min (0,05 * 18,39^{3/4}; 0,09 * 18,36 / \sqrt{18,85})$$

$$T_y = \min (0,44 ; 0,381)$$

$$T_y = 0,381 \text{ s}$$

$$T_{analytique} = 0,66 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,30 \text{ s}$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} = \sqrt{7 / (2 + 7)}$$

$$\eta = 0,88$$

$$D = 2,5 * \eta * (T_2 / T)^{2/3}$$

$$D_x = 2,11$$

$$D_y = 1,88$$

❖ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

D'après RPA 99 :

R=5 (Portiques contreventés par des voiles).

❖ Facteur de qualité (D) :

$$Q = 1 + \sum Pq$$

Tableau 4.8 : Pénalité en fonction des critères de qualité q

Critère q	Valeurs de P _q	
	Selon X	Selon Y
Condition min sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
	Q _x = 1.15	Q _y = 1.15

❖ Poids total de la structure (W) :

$$M_1 = 402,30 \text{ tonne}$$

$$M_2 = 396,14 \text{ tonne}$$

$$M_3 = 387,26 \text{ tonne}$$

$$M_4 = 387,70 \text{ tonne}$$

$$M_5 = 390,72 \text{ tonne}$$

M6= 330.90 tonne

$$W = \sum_{i=1}^6 M_i \quad W=402.30+396.14+387.26+387.70+390.72+330.90$$

W = 2295.02 tonne

❖ Calcul de l'effort tranchant à la base :

Dans le sens Y-Y :

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$$

$$V_y = \frac{0.10 \cdot 1.88 \cdot 1.15}{5} * 22514.1462$$

$$V_y = 973.51 \text{ KN}$$

Dans le sens X-X :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$$

$$V_x = \frac{0.10 \cdot 2.11 \cdot 1.15}{5} * 22514.1462$$

$$V_x = 1092.61 \text{ KN}$$

4.9.1.2 Facteur de redondance (R_R) :

Une structure redondante doit obligatoirement être composée de plusieurs lignes verticales. Malgré cette forte demande de redondance, les gens continuent à construire les structures composées d'un nombre minimal de ligne verticales, ce qui les catégorise comme peu redondante. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la parasismique du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs.

Le règlement parasismique algérien RPA99 – version 2003 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité égal 1.3 (majoration de l'effort tranchant de 30%), ce qui donne un coefficient $R_R = 1/Q=0.87$ dans les deux sens.

4.9.1.3 Facteur de ductilité (R_μ):

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement et non pas celle de ces éléments constituants [18]. Il exprime le rapport entre la force latérale maximale élastique (V_e), et l'effort tranchant maximal à la base (V_u) obtenu à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER):

Dans le sens X_X: $R_\mu = 0.14/0.070=2$.

Dans le sens Y_Y: $R_\mu = 0.135/0.0537=2.51$.

4.9.2 Calcul du Coefficient de comportement :

Les résultats du facteur de comportement calculé dans les deux sens sont illustrés par le tableau. On remarque que le facteur de comportement dépend de la direction du bâtiment. Ainsi dans les deux directions, les valeurs du facteur de comportement restent inférieures à celui du RPA qui est fixé à 5 dans la présente étude. Les efforts tranchants obtenus donc par les facteurs de comportement calculés sont plus importants que ceux trouvés par la méthode modale spectrale.

Tableau 4.9: Facteur de comportement.

	R_s	R_μ	R_R	R
Sens X_X	2.66	2	0.87	4.63
Sens Y_Y	1.57	2.51	0.87	3.43

Tableau 4.10 : Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant à la base (RRPA/Rcalculé).

		Effort réduit par R=5	Effort réduit par Rcalculé
V (KN)	Sens X_X	1092.61	1179.93
	Sens Y_Y	973.51	1419.11

4.10 Raideur de la structure au point de performance " K_p " et indicateur de dégradation global de la structure I_d :

Sens X X :

Soit une raideur initial (plastique):

$$K_e = 133494.583 \text{ KN/m.}$$

Les éléments de la structure se plastifient donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 6668.359 \text{ K N.}$$

$$D_p = 0.053 \text{ m}$$

$$K_p = V_p / D_p = 125818.0943 \text{ KN/m.}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = 1 - K_p / K_e = 1 - (125818.0943 / 133494.583)$$

$$I_d = 0.06$$

On constate qu'au point de performance, la plastification de la structure dans le sens X_X engendre une diminution de la raideur initiale de 06%.

Sens Y Y :

Soit une raideur initial (plastique):

$$K_e = 128674.919 \text{ KN/m.}$$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 5988.106 \text{ KN.}$$

$$D_p = 0.054 \text{ m}$$

$$K_p = V_p / D_p = 110890.8519 \text{ KN/m.}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = 1 - K_p / K_e = 1 - (110890.8519 / 128674.919)$$

$$I_d = 0.14$$

On constate qu'au point de performance, la plastification de la structure dans le sens Y_Y engendre une diminution de la raideur initiale de 14%.

Conclusion :

Dans ce chapitre, un calcul statique non linéaire (PUSHOVER) a été fait pour le bâtiment étudié. Cette exécution permet d'évaluer la performance sismique de cette structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. On a utilisé le SAP 2000 pour la détermination de la courbe de capacité où toutes les étapes ont été illustrées. Par la suite, le point de performance a été estimé.

Cette courbe de capacité est la représentation de la réponse de la structure dans le domaine plastique.

Réglementairement, le calcul sismique plastique est obligatoire pour les structures classiques. Contrairement au calcul statique.

Comme pour le calcul statique, le dimensionnement sismique plastique doit être accompagné de vérification des valeurs des rotations plastique. Une rotule plastique ne doit pas présenter une rotation excessive. L'EC8 fournit des formules de vérifications. Ces formules ont été critiqués dans le travail de thèse de Mr Nouali [7].

Conclusion générale et perspectives :

Ce projet de fin d'études avait pour but de développer notre autonomie, organisation de projet et personnel, responsabilité, et à créer une dynamique de binôme et l'esprit d'un travail collectif, et bien sûr à intégrer et mettre en pratique les enseignements reçus dans notre formation universitaire, et qui nous a permis d'affirmer notre savoir-faire et à évaluer notre compétence.

Techniquement, l'évolution actuelle que connaît le domaine de génie civil, en termes de dimensionnement a permis le développement des conceptions et méthodes de construction, qui permettent la réalisation des ouvrages avec des nouvelles formes plus esthétiques, modernes, stables, et confortables. L'objectif de ce travail était d'introduire le comportement plastique et de faire une comparaison entre un dimensionnement plastique et élastique.

Notre objectif était de faire un dimensionnement plastique de quelques éléments structuraux (poutres,..); ensuite de calculer le gain du poids de ce type de dimensionnement.

Si la flèche n'est pas dominante l'analyse plastique a un intérêt économique exceptionnelle (cas des structures en charpente métallique), le gain procurer pour cette analyse dépasse les 60%.

Le calcul plastique n'est pas toujours dimensionnant, la flèche est parfois dominante (le dimensionnement des structures en béton armé ne change pas pour les deux types d'analyses) ; la section du ferrailage change légèrement ce qui nous donne un gain du poids de plus de qui varie entre 20 et 70%.

En Algérie, le calcul statique plastique n'est pas encore considéré, car l'ingénieur est obligé de suivre la réglementation qui exige un dimensionnement élastique. Les eurocodes sont beaucoup plus développés que la réglementation algérienne et permettent de réaliser ce type de dimensionnement tout en apportant les justifications nécessaires.

Pour le calcul sismique, le constat est différent. Le dimensionnement plastique est bien réglementé en Algérie et ailleurs même si les vérifications nécessaires (capacité de rotation) ne sont pas encore claires dans la réglementation algérienne.

Les résultats de calcul plastique ne sont valables que si la capacité de rotation des sections est vérifiée (EC2, EC3, EC8).

Nous avons posé une pierre dans ce vaste domaine. Espérant que ce travail sera utile pour des travaux futurs.

Bibliographie

1. **GEERTS, G et BRONCKERT, J.** *Intéret économique de l'analyse globale plastique sur l'étude et le dimensionnement de structures métalliques hyperstatiques selon l'ec3.* BRUXELLES : revue scientifique des ingénieurs industriels, 2015. pp. 175-199. Vol. 29.
2. **Bouchaïr, A.** *Calcul plastique des structures.* Constantine : s.n., 2009. Vol. 2.
3. **Jaen, Denis.** *Elements d'analyse structurale en plasticite.* Europe : s.n., 2012.
4. **Marc, François.** *Plasticité unidimensionnelle.* Nantes : s.n., 2013.
5. **Philippe, Bouillard.** *Flexion plstique.* Bruxelles : s.n., 2011. Vol. II.
6. **Esteban, Saez.** *Conception des batiments basse sur la notion de performance.* 2006.
7. **Nouali, Abdelhafid.** *Influence des effts d'échelles sur la réponse sismique non linéaire des structures et des ouvrages en béton armé.* Tlemcen : s.n., 2017.
8. **Jean-Jacques, Marigo.** *Plasticité et rupture.* France : s.n., 2012. p. 245. Vol. 2.
9. **Jean, Courbon.** *Plasticité appliquée au calcul des structures.* 2010.
10. **Houriet, Bernard et Walther, René.** *Calcul plastique des poutres courbes en béton armé et précontraint.* Suisses : s.n., 1983.
11. **Guenà, Soufyane et Charef, Meryem.** *Analyse dynamique paramétrique d'un bâtiment R+6 en béton armé par la méthode statiquenon linéaire.* Tlemcen : s.n., 2018.
12. **TEDJDITI, Ahmed Kamel.** *Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale.* Tlemcen : s.n., 2017.
13. **Dar kebira, Mohammed el arbi.** *Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armé.* Tlemcen : s.n., 2018.
14. **Gomes, Olivier.** *Calcul plastique.* 2013.
15. **FILALI, ASSIA.** *Etude comparative du comportement de structures en portiques en beton de sable.* Constantine : s.n., 2014.
16. **Bader, Rached.** *Comportement de structures en portiques après la rupture d'un poteau de base.* Algerie : s.n., 2009.
17. **Hervé, Oudin.** *Introduction à la plasticité.* Paris : s.n., 2009.
18. **M, Bill wong.** *Plastic Analysis and design of steel structures.* Australia : s.n., 2012.
19. **Michel, Provost et Delpire, Denis.** *Manuel de pré dimensionnement des éléments de structure.* 2013.
20. **Philippe, Maurel.** *Loi moment-courbure simplifiée en béton armé.* France : s.n., 2010.
21. **Pierre, Suquet.** *Rupture et plasticité.* Bruxelles : s.n., 2011.

22. **Rutschi, Hans.** *Dimensionnement plastique d'un portique métallique multiple.* Suisses : s.n., 1979.

23. **Thurlimann, B.** *Le calcul plastique des construction.* 1963. pp. 49-61. Vol. 4.

24. **Philippe, Bouillard.** *Flexion plastique.* Europe : s.n., 2011. Vol. II.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو إدخال الأبعاد البلاستيكية الهياكل المعدنية وهياكل الخرسانة المسلحة. البعد البلاستيكي الناتج عن ميكانيكا التمزق هو علم حديث إلى حد ما ، حيث شهد معظم تطوره النظري خلال القرن العشرين. يختلف هذا البعد عن الأبعاد المرنة عن طريق استخدام القدرة التبددية (احتياطي البلاستيك) للمادة. يُقترح إجراء مقارنة ، من حيث الوزن الكلي للهيكال ، بين الأبعاد المرنة التقليدية والأبعاد البلاستيكية. الجزء الأول مخصص للحساب الثابت (تحت التحميل الرأسي) أو يكون للمهندس الاختيار بين هذين النوعين من التصميم من خلال تبرير المبادئ المختلفة المعتمدة قانونًا. في وقت لاحق ، سوف نعرض مثال على الحساب الزلزالي. على عكس الحساب الثابت ، بالنسبة للحساب الزلزالي ، يعد التوغل في مجال البلاستيك مطلبًا تنظيميًا.

- **الكلمات الرئيسية :** حساب البلاستيك ، الكرة البلاستيكية ، EC3 ، EC2 ، RPA

Résumé :

L'objectif de ce travail est d'introduire le dimensionnement plastique des structures métalliques et en béton armé.

Le dimensionnement plastique issu de la mécanique de la rupture est une science assez récente, qui a vu la majeure partie de ses développements théoriques au cours du XXème siècle. Ce dimensionnement diffère du dimensionnement élastique de par l'utilisation de la capacité dissipative (réserve plastique) du matériau.

On propose de faire une comparaison, en termes de poids total de la structure, entre un dimensionnement élastique classique et un dimensionnement plastique.

Une première partie est réservée au calcul statique (sous chargement vertical) où l'ingénieur possède le choix entre ces deux types de conception moyennant de justifier réglementairement les différents principes adoptés. Plus tard, on montrera un exemple de calcul sismique. Contrairement au calcul statique, pour le calcul sismique, l'incursion dans le domaine plastique est une exigence réglementaire.

- **Mots clés :** Dimensionnement plastique, rotule plastique, EC 3, EC2, RPA.

Abstract:

The objective of this work is to introduce the plastic design of steel and reinforced concrete structures. The plastic design derived from the fracture mechanics is a fairly recent science, which saw most of its theoretical developments during the twentieth century. This design process differs from the elastic design by the use of the dissipative capacity (plastic reserve) of the material.

In the present work, it is proposed to make a comparison, in terms of total weight of the structure, between a conventional elastic design and a plastic one.

A first part is reserved for the static design (under vertical loading) where the engineer has the choice between these two types of design by means of providing justifications of the different principles adopted. Later, we will show an example of seismic calculation. Unlike static computation, for the seismic computation, the incursion in the plastic field is a regulatory requirement.

- **Key words:** Plastic design, plastic hinge, EC2, EC3, RPA.