



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Travaux Publics

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master
Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURES

Thème :

Étude Comparative Entre les Eurocodes
Et la réglementation en vigueur

PRESENTE PAR :

HOUARI Rajaa

SOUTENU LE 04/07/2021

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT : MME TAHER BERRABEH.A

EXAMINATEUR : MR DERBAL.R

ENCADREUR : MME ABDELBARI .S

ANNEE UNIVERSITAIRE 2020/2021

ملخص

وفي هذا العمل نناقشنا ما يسعى المهندس المدني الى تحقيقه في إطار مقاومة الهيكل واستدامته واقتصاده وفيما يتعلق بحساب الهياكل في الجزائر ، فإن القواعد الحالية القائمة على حساب الضغوط المسموح بها تحل محلها تدريجيا اللوائح الجديدة القائمة على ضوابط الدولة المحدودة. وهذه الأنظمة الجديدة ، المكيفة من نظام ، هي جزء من نهج مبتكر وأكثر دقة من القواعد الحالية. وفي قطاع التشييد أو الطابع التجاري للنشاط أمر بالغ الأهمية، فإن مسألة تأثير النهج الجديدة على تكلفة المشاريع مسألة لا مفر منها.

الكلمات الأساسية الأنظمة الهندسية ، لوائح الثلوج والرياح - لوائح الزلازل- الإنشاءات المعدنية

Résumé :

Dans ce travail, nous avons discuté de ce que l'ingénieur en génie civil cherche à réaliser notamment la résistance, durabilité et l'économie de la structure

En matière de calcul des structures en Algérie, les règles actuelles fondé sur le calcul aux contraintes admissibles sont remplacées progressivement par les nouveaux règlements qui s'appuient sur les vérifications aux états limites .Ces nouveaux règlements, sont adaptés des Eurocodes, s'inscrivent dans une approche novatrice et plus précise que les règles actuelles.

Dans le secteur de la construction ou la nature commerciale de l'activité est primordiale, la question de l'impact qu'aura les nouvelles approches sur le cout des projets est incontournable.

Mots clés : Eurocodes, RNV99,BAEL 91 V 99 ,CM66, RPA99V2003

Abstract:

In this work, we discussed what the civil engineer seeks to achieve among ca the resistance, sustainability and economy of the structure

As regards the calculation of structures in Algeria, the current rules based on the calculation of permissible stresses are gradually replaced by the new regulations based on limit state checks. These new regulations, adapted from Eurocodes, are part of an innovative and more precise approach than the current rules.

In the construction sector or the commercial nature of the activity is paramount, the question of the impact that new approaches will have on the cost of projects is unavoidable.

Key Words: Eurocodes, RNV99,BAEL 91 V 99 ,CM66, RPA99V2003

Liste des Figures

Figure I-1-Statut et domaine d'application des Eurocodes	5
Figure II-1 : Charges de neige (kN/m ²) en fonction de l'altitude H (m) et du zonage ...	12
Figure II-2: Neige suspendue en débord de toiture	13
Figure II-3 : force exercée sur les obstacles	14
Figure II-4: Accumulation au droit des saillies et des obstacles locaux	14
Figure II-5: Accumulation au droit de deux acrotères	14
FigureII-6 : Neige en débord de toiture	15
Figure II-7 : Cas de charge pour les Toitures à un versant	16
Figure II-8 : Cas de charge pour les Toitures à un versant en fonction de α	17
Figure II.9: coefficient de formes - Toitures à deux versants	17
Figure II.10: coefficient de formes - Toitures à versants multiples symétriques	18
Figure II-11: coefficient de formes - Toitures à versants multiples dissymétriques	19
Figure II-12 : Coefficients de forme – toiture à redans	19
FigureII-13 : Cas de charge pour les Toitures à versant unique	20
FigureII-14: Cas de charge pour Toitures à deux versants	21
FigureII-15 : Cas de charge pour les toitures à versants multiples.....	21
FigureII-16: Cas de charge pour les toitures cylindriques	22
Figure II-17 : Cas de charge pour les toitures à plusieurs niveaux pour $b_2 < l_s$	22
FigureII-18 : force résultante R	28
FigureII-19 : pression exercée sur les surfaces	30
Figure II.20 — Représentation du coefficient d'exposition $c_e(z)$	36
Figure II.21 — Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties	41
Chapitre III	
Figure III-1: diagramme contrainte-déformation a palier incliné	47

Figure III-2: diagramme contrainte-déformation a palier horizontal	47
Figure III3: diagramme rectangulaire simplifié.....	48
Figure III 4: diagramme parabole -rectangle	48
FigureIII-5 : diagramme bilinéaire	48
Figure III-6:Pivots A,B,C diagramme parabole -rectangle.....	49
Figure III-7:Diagramme contrainte-déformation de l'acier	49
FigIII8 : Diagramme parabole-rectangle	50
FigureIII-9 : Diagramme rectangulaire-Simple	50
Figure III -10: Pivots A, B, C diagramme rectangle	50
Figure III.11 : Portée utile (l_{eff}) pour différentes conditions	53
FigureIII-12 : Schéma de la poutre isostatique	54
Figure III-13: Diagramme parabole rectangle PIVOT B	56
Chapitre IV	
Figure IV.1 : Effet du %C sur la résistance de l'acier	63
Figure IV.2. :diag contrainte-déformation de l'acier	64
<i>Figure IV.3 : Critère de ruine CM 66</i>	<i>65</i>
Figure IV.4 <i>Critère de ruine Eurocode 3</i>	<i>65</i>
Figure IV.5 : Manifestation des effets de second ordre	68
Figure IV.6 : Bifurcation et divergence d'équilibre d'une barre bi articulée	69
Figure IV.7 : Paramètre pour l'évaluation des effets du second ordre	70
Figure IV.8: Efficacité requise pour le contreventement d'une ossature contreventée .	70
Figure IV.9: Manifestation de la rotule plastique	71
Figure IV.10 : Voilement local d'une paroi comprimée	72
Figure IV.11: Influence de l'élanement de la paroi sur la courbe contrainte-déformations en compression	72
Figure IV.12: Trou et ligne de rupture 1 et 2	73

Figure IV.13 : Processus de plastification de la section	76
FigureIV.14 : Les différents modules de résistance	77
Figure IV.15 : Barre bi articulée flambée	80
Figure IV.16 : La contrainte critique d'Euler	80
Figure IV.17 : La pression diamétrale exercée par un boulon cisailé	88
<i>Figure IV.18 : Dipositions constructifs imposées par le CM 66</i>	<i>90</i>
Figure IV.19 : Dispositions constructifs imposées par l'Eurocode 3	91
Figure IV.20 : Assemblage précontraint travaillant en frottement	93
Chapitre V :	
Figure V-1 Les différents effets de site.	99
Figure V.2 : effet de site dans la vallée de Tagliamento (Italie)Amplitude et durée	100
Figure V-3 : Coefficient d'amplification dynamique RPA 99/V2003(P36)	103
Figure V.4: Les cartes des zones sismiques de l'Algérie et de la France	105
FigureV-5:spectre de réponse élastique normalisée pour les types de	108
Figure V-6 : Forme du spectre de réponse élastique donné par l'Eurocode 8	110
Figure V-7 Distribution de la résultante des forces sur les différents niveaux	120



Chapitre1 : Généralité sur les Eurocodes

I-1-Introduction :

La création des normes techniques dans le domaine des constructions civiles constitue un ambitieux projet, les Eurocodes occupent une place privilégiée puisque ce sont des normes de conception et de calcul, ils ont pour objet d'harmoniser, au sein de l'Union européenne, les règles de calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil, créant ainsi un " marché unique " de la construction. Appelés à remplacer l'ensemble des règles nationales (telles que les règles RNV99, BAEL 91V 99, CM 66 , etc.),

I-2-Naissance des Eurocodes :

Le 25 mars 1957 était signé à Rome le traité instituant la Communauté économique européenne (CEE), qui fut au cœur de l'unification européenne et dont l'un des objectifs était de favoriser la libre circulation des personnes et des biens à l'intérieur de la Communauté.

La première directive européenne sur les marchés publics de travaux fut publiée en 1971, mais sa mise en application en ce qui concerne les règles de calcul se révéla pratiquement impossible, en particulier à cause d'une disposition irréaliste interdisant, lors d'un appel d'offres, d'écarter une proposition pour le simple motif qu'elle aurait été basée sur une méthode de calcul admise dans la réglementation d'un pays différent de celui dans lequel se déroulait l'appel d'offres.

En 1975, la Commission européenne a décidé de lancer un programme d'actions visant notamment à harmonisation des spécifications techniques dans le domaine de la construction, afin d'éliminer dans ce domaine les obstacles techniques au libre-échange à l'intérieur du Marché commun. Ces règles techniques (les Eurocodes structuraux), devant servir d'alternative aux règles nationales équivalentes dans un premier temps, étaient destinées, à terme, à les remplacer.

Au début des années 1980, après quelques années de travail d'experts européens rassemblés pour cette tâche et s'inspirant des travaux des associations scientifiques internationales (telles que le CEB – Comité Euro-international du Béton –, la CECM – Convention Européenne de la Construction Métallique –, le JCSS – Joint Committee for Structure Safety), une première version des Eurocodes fut diffusée au sein de la communauté technique. Ces textes furent ensuite l'objet de longues enquêtes qui arrivèrent à leur terme pratiquement au moment où fut signé l'Acte Unique européen (en 1986), dont l'objet était de modifier et compléter le traité de Rome en élargissant les compétences de la Communauté dans plusieurs domaines et en affinant les procédures de décision (vote à la majorité qualifiée). La nature des directives communautaires évolua : elles ne s'attachèrent plus qu'à définir des Exigences Essentielles (directives dites « Nouvelle approche »), en laissant le soin à des organismes reconnus d'établir des normes

en conformité avec les dites exigences.

Une de ces directives, publiée en 1989, à laquelle furent rattachés les Eurocodes, concernait directement le secteur du BTP (directive produits de construction) et comportait six Exigences Essentielles :

- la première étant l'exigence de résistance mécanique et de stabilité ;
- la seconde traitant de la sécurité au feu.
- l'hygiène, la santé et l'environnement.
- la sécurité d'utilisation.
- la protection contre le bruit.
- et enfin les économies d'énergie et l'isolation thermique.

En conséquence, en 1989, la Commission décida de transférer le travail de développement des Eurocodes au CEN (Comité européen de normalisation), afin de les transformer à terme en normes européennes (EN). Au sein du CEN, le comité technique TC250 a été créé pour établir l'ensemble des Eurocodes. Le TC250 a décidé de créer des sous-comités (SC), à raison d'un sous-comité par Eurocode. Au sein des sous-comités, le travail de rédaction est confié à des groupes d'experts, mais les grandes options de rédaction des textes sont prises au sein de chaque SC, qui est chargé de l'approbation finale des textes.

En outre, le TC250 a créé des groupes « horizontaux » chargés de veiller à la cohérence d'ensemble, sur des problèmes ou ouvrages particuliers (sécurité au feu, ponts, par exemple) ou sur des options communes de rédaction. Enfin, des groupes d'experts ont été établis par le CEN pour assurer la liaison entre le TC250 et les comités techniques (TC) en charge de l'élaboration des normes « produits », pour résoudre les problèmes qui pourraient se faire jour dans l'application des Eurocodes à ces normes

Une première version des Eurocodes a été établie à fin d'expérimentation à travers une utilisation limitée. Il s'agit des normes expérimentales codifiées de ENV 1991 à ENV 1999, dont les différentes parties (62 textes au total) ont été éditées entre 1992 et 1998. À ce stade, de larges choix de paramètres étaient laissés aux États membres, de nombreuses valeurs (dites « *boxées* ») étant simplement suggérées dans le corps du texte.

Par ailleurs, chaque ENV était édité dans les États membres accompagné d'un « Document d'application nationale » (DAN) permettant en fait, outre la fixation des valeurs des paramètres, d'amender plus ou moins largement le corps du texte, rendant ainsi improbable l'harmonisation des méthodes.

Chaque partie d'Eurocode accompagnée de son DAN a fait l'objet d'une enquête publique dans chaque État membre, les observations formulées à cette occasion ayant servi de donnée de départ pour la conversion en norme européenne (EN).

Constatant l'état très imparfait de la convergence au stade des ENV, la Commission européenne a fixé des règles beaucoup plus strictes pour l'établissement des normes européennes finales. Dans les normes européennes (EN), les valeurs « *boxées* » ont été classées en deux catégories :

- + celles qui se rapportent à des choix de sécurité, de fonctionnalité ou de durabilité sont transformées en paramètres ou classes à fixer nationalement ;
- + les valeurs des autres paramètres doivent être fixées dans le corps du texte.

Par ailleurs, le contenu des annexes nationales est strictement encadré, de telle sorte que les choix nationaux sont confinés aux niveaux de sécurité et de fonctionnalité, les principes et méthodes de conception étant harmonisés. Le processus de transformation en normes EN commencé en 1998 est largement engagé et devait prendre fin vers 2006 en déclenchant parallèlement celui de retrait des textes nationaux.

I-3-Définition des eurocodes:

Les Eurocodes sont un ensemble de normes européennes dédiées à la conception des bâtiments et autres ouvrages de Génie Civil.

En premier lieu, les Eurocodes ont été créés pour l'ingénieur et peuvent et doivent être inclus dans le processus de calcul des bâtiments et de tous les autres types de structures. Ceci comprend : les aspects géotechniques, la conception structurelle contre l'incendie, les tremblements de terre et toute autre situation, de l'exécution, en passant par l'avant-projet.

Mais l'Ingénieur n'est pas le seul concerné par les Eurocodes ; pour tous les autres partenaires dépendant du cycle de l'élaboration du bâtiment, les Eurocodes jouent un rôle déterminant.

Avec les Eurocodes, des niveaux de sécurité uniformes dans la construction en Europe seront assurés. Ils représentent également une base commune et transparente pour une concurrence loyale. En outre, ils facilitent l'échange des services liés à la construction et permettent d'élargir l'utilisation des matériaux et des composants structuraux.

Il s'agit d'un ensemble d'une soixantaine de normes regroupées en dix Eurocodes donnant les bases de calcul et de conception des structures et des matériaux ;elles sont constituée de plusieurs parties :

EN 1990 Eurocode0 :Bases de calcul des structures

EN 1991Eurocode 1 Actions sur les structures

EN 1992 Eurocode 2 Calcul des structures en béton

EN 1993 Eurocode 3 Calcul des structures métalliques

EN 1994 Eurocode 4 Calcul des structures mixtes acier-béton

EN 1995 Eurocode 5 Calcul des structures en bois

EN 1996 Eurocode 6 Calcul des structures en maçonnerie

EN 1997 Eurocode 7 Calcul géotechnique

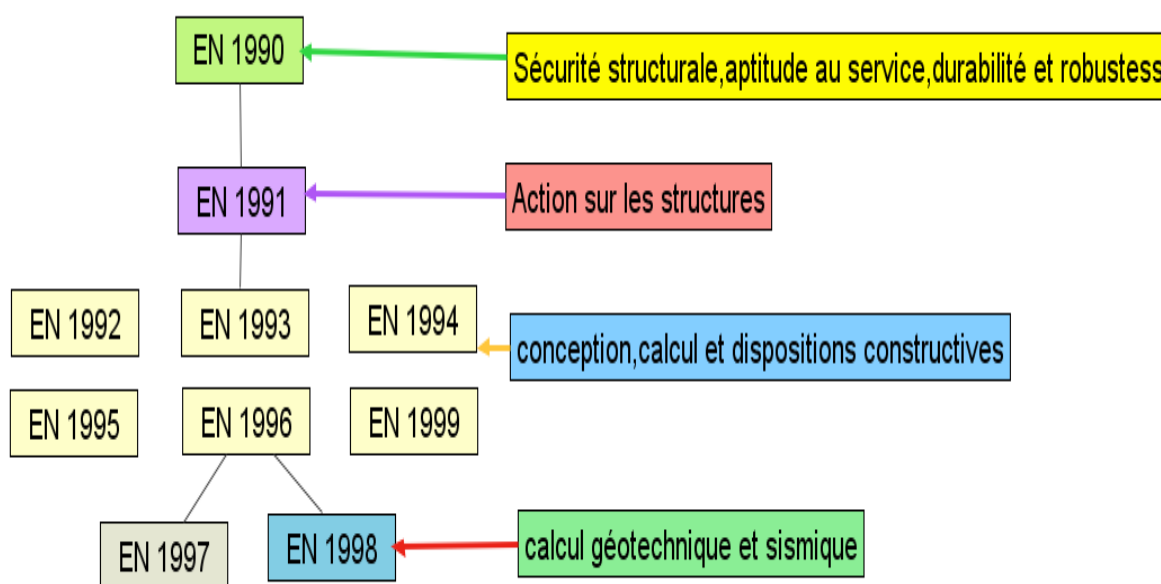
EN 1998 Eurocode 8 Calcul des structures pour leur résistance aux séismes

EN 1999 Eurocode 9 Calcul des structures en aluminium

I-4-Les phases de progression des eurocodes :

La directive européenne « Produits de construction » de 1989 comporte des exigences relatives à la résistance mécanique, à la stabilité et à la résistance au feu des constructions.

Le diagramme ci-dessous décrit le lien entre les différentes phases de l'Eurocode:



I-5-Statut et domaine d'application des Eurocodes

Les États membres de l'UE et de l'AELE reconnaissent que les Eurocodes servent de documents de référence pour les usages suivants :

- ✚ comme moyen permettant d'assurer la conformité des bâtiments et des ouvrages de génie civil aux exigences essentielles de la Directive du Conseil 89/106/CEE,
- ✚ Stabilité et résistance mécanique

- ✚ Sécurité en cas d'incendie
- ✚ comme base de spécification des contrats pour les travaux de construction et les services techniques associés
- ✚ comme cadre d'établissement de spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction (EN et ATE).

Les Eurocodes, dans la mesure où les ouvrages eux-mêmes sont concernés par eux, ont une relation directe avec les Documents interprétatifs visés, quoiqu'ils soient d'une nature différente de celle des normes harmonisées de produits.

En conséquence, les aspects techniques résultant des travaux effectués pour les Eurocodes nécessitent d'être pris en considération de façon adéquate par les Comités techniques du **Comité Européen de Normalisation CEN** et/ou les groupes de travail de l'**European Organisation for Technical Assessment EOTA** travaillant sur les normes de produits en vue de parvenir à une complète compatibilité de ces spécifications techniques avec les Eurocodes.

I-6-Les normes Eurocodes

Elles fournissent des règles de conception structurale communes d'usage quotidien pour le calcul des structures entières et des produits composants de nature traditionnelle ou innovatrice. Les formes de construction ou les conceptions inhabituelles ne sont pas spécifiquement couvertes, et il appartiendra en ces cas au concepteur de se procurer des bases spécialisées supplémentaires.

I-7-Normes nationales transposant les Eurocodes :

Les normes nationales transposant les Eurocodes comprendront la totalité du texte de l'Eurocode (toutes annexes incluses), tel que publié par le CEN ; ce texte peut être précédé d'une page nationale de titre et d'un Avant-propos national, et peut être suivi d'une Annexe nationale (informative). L'Annexe nationale (informative) peut seulement contenir des informations sur les paramètres laissés en attente dans l'Eurocode pour choix national, sous la désignation de Paramètres déterminés au niveau national, à utiliser pour les projets de bâtiments et ouvrages de génie civil à construire dans le pays concerné ; il s'agit :

- de valeurs et/ou de classes là où des alternatives figurent dans l'Eurocode ;
- de valeurs à utiliser là où seul un symbole est donné dans l'Eurocode ;
- de données propres à un pays (géographiques, climatiques, etc.), par exemple, cartographie de la couverture neigeuse ;
- de la procédure à utiliser là où des procédures alternatives sont données dans l'Eurocode EN.

Elle peut également faire état :

- de décisions prises sur l'application des annexes informatives ;
- de références à des informations complémentaires non contradictoires pour aider l'utilisateur à appliquer l'Eurocode.

I-8 Lien entre les Eurocodes et les spécifications techniques harmonisées (EN et ATE) pour les produits

La cohérence est nécessaire entre les spécifications techniques harmonisées pour les produits de construction et les règles techniques pour les ouvrages. En outre, il convient que toute information accompagnant la Marque CE des produits de construction, se référant aux Eurocodes, fasse clairement apparaître quels Paramètres déterminés au niveau national ont été pris en compte.

I-9-Utilité des normes structurales

La normalisation en matière de construction codifie des méthodes de conception et de calcul permettant d'obtenir, lorsqu'elles sont correctement appliquées et sous réserve d'une qualité de réalisation adéquate, un ouvrage assurant la sécurité des personnes et des biens, offrant l'usage auquel il est destiné et bénéficiant d'une durabilité en cohérence avec sa durée d'usage prévue. Les normes sont établies et approuvées par des commissions réunissant les organismes intéressés par chacun des sujets concernés : maîtres d'ouvrages, maîtres d'œuvre, entreprises et industriels. Elles représentent, à une époque donnée, le meilleur consensus entre ces acteurs, compte tenu de l'état des connaissances et de la situation économique du secteur qu'elles concernent. Généralement, elles codifient des pratiques reconnues et dont le domaine d'application a été exploré. Cependant, leur évolution est souvent le fruit de la recherche et des progrès technologiques.

■ Les normes de conception visent à encadrer les méthodes de calcul des structures, les règles de vérification de la résistance et de la déformation des matériaux de construction et les dispositions constructives permettant de respecter les hypothèses de comportement. De telles normes existent dans tous les pays industrialisés et portent sur les matériaux de construction les plus utilisés : la maçonnerie, le béton armé ou précontraint, la charpente en métal ou en bois, etc.

En France, les principaux matériaux de construction sont normalisés au niveau de leur fabrication, de la conception des structures qu'ils constituent et de leur mise en oeuvre. Pour la conception, avant les Eurocodes, ce sont les règles BAEL, BPEL, CM, CB, etc. Ces règles s'appuient sur une philosophie générale de la sécurité, en l'occurrence basée sur une approche semi-probabiliste introduisant des coefficients partiels destinés à couvrir la sécurité, la durabilité, la robustesse et l'aptitude au service des ouvrages. Cette philosophie développée après la Seconde Guerre mondiale au sein du Comité Euro-international du Béton est organisée en France par les « Directives Communes » (implicitement : aux différentes normes de construction).

Les normes structurales tels les Eurocodes objet du présent mémoire sont utilisées par les maîtres d'oeuvre et bureaux d'études, les entreprises et industriels, et servent de base aux contrôleurs pour juger de la conformité des projets. Cependant, les autorités nationales (pour ce qui relève de la sécurité publique), les maîtres d'ouvrages (et éventuellement les compagnies d'assurance pour limiter les risques dans les marchés privés) sont les prescripteurs des règles à appliquer dans les marchés publics ou privés. Faire référence à ces règles est pour ces prescripteurs le moyen de satisfaire à leurs obligations légales et d'atteindre leurs objectifs en termes de qualité. En France, l'application d'une norme française homologuée peut être rendue obligatoire pour satisfaire aux objectifs de sécurité publique. C'est le cas des normes relatives à la résistance au feu et à la protection parasismique.

■ D'autres textes techniques n'ayant pas le statut de norme peuvent être visés par les marchés publics ou privés (recommandations, guides techniques).

Les textes techniques constituent, pour le jugement des appels d'offres, des « règles du jeu » permettant de comparer des propositions ayant le même niveau de qualité et de fiabilité. Ils fixent les notations et la terminologie, énumèrent la liste des points principaux à vérifier dans les cas les plus généraux ou courants et les mesures à prendre pour remédier à la pathologie constatée et tenir compte de l'expérience des bons constructeurs.

En revanche, les normes ne peuvent prétendre à l'exhaustivité. Les connaissances et l'expérience du projeteur sont nécessaires pour mener à bien une saine conception, le projeteur restant responsable des méthodes qu'il utilise.

I-10-Conclusion :

l'histoire des Eurocodes n'en est qu'à ses débuts, puisqu'il est envisagé un processus permanent de révision, comme c'est d'ailleurs actuellement le cas pour toutes les normes nationales. Cependant, dans cette attente, les problèmes qui pourraient se faire jour vis-à-vis de la sécurité seront traités en urgence. Sur le long terme, le processus de révision des Eurocodes devrait aller dans le sens de la convergence par la réduction du nombre des choix nationaux. En matière de calcul des structures en Algérie, les règles actuelles fondées sur le calcul aux contraintes admissibles sont remplacées progressivement par les nouveaux règlements qui s'appuient sur les vérifications aux états limites. Ces nouveaux règlements, adaptations des Eurocodes, s'inscrivent dans une approche novatrice et plus précise que les règles actuelles. Dans le secteur de la construction ou la nature commerciale de l'activité est primordiale, la question de l'impact qu'aura la nouvelle approche sur le coût des projets est incontournable.



Chapitre2 : RNV99 et Eurocode 1

II-1-Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons les changements qui ont été apportés sur Le règlement DTR : RNV 99 qui découle principalement du règlement européen unifié (Eurocode) et qui est cohérent avec les méthodes aux états limites, et sur quoi ils se fondent .

Ce règlement qui fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent et neige sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions normales et extrêmes des anciennes règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié à la spécificité climatique locale.

II-2-Actions de la neige sur les constructions

Un bâtiment doit résister aux actions auxquelles il risque d'être soumis pendant sa durée de vie. On peut déterminer les charges de neige sur les toitures à partir de l'épaisseur de neige au sol. Le manteau neigeux évolue en fonction de l'altitude et des conditions météorologiques. Dans certaines régions, des précipitations exceptionnelles peuvent survenir. Sur une toiture, la neige peut être distribuée de différentes manières en fonction de sa forme, de sa pente, mais aussi de son exposition.

II-2-1. D.T.R C.2 - 4.7 intitulé “. Règlement Neige et Vent -1999 (R.N.V. 99)

Le présent règlement a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. On entend par valeur représentative d'une action la valeur utilisée pour la vérification d'un état limite.

Ce règlement ne fournit pas de règles sur:

- les chocs dus aux charges de neige glissant ou tombant d'une toiture plus élevée
- les charges consécutives à un engorgement, par la neige ou la glace, des dispositifs d'évacuation des eaux pluviales ;
- les charges complémentaires dues au vent du fait de la modification de la forme ou de la dimension du bâtiment résultant de la présence de neige ou la formation de glace ;
- les charges dans les zones où la neige est présente toute l'année ;
- les charges de glace ;
- les poussées latérales de la neige exercées, par exemple, par les congères (une congère est un amas de neige entassé par le vent), ainsi que les poussées

induites par la transformation en glace de l'eau interstitielle contenue dans les sols ;

- l'amplification de la charge consécutive à une chute de pluie importante sur la neige.

II-2-2 L'Eurocode 1:

Définit les principes généraux de calcul et de chargement des structures à construire ; il est utilisé conjointement aux Eurocodes 0 à 9 pour la conception, le dimensionnement des ouvrages et l'évaluation de constructions existantes. Ce manuel d'initiation fournit des recommandations sur l'interprétation et l'utilisation des actions sur les bâtiments en décryptant l'Eurocode 1 ; selon chaque situation de projet (durable, transitoire, accidentelle ou sismique).

Il ne traite pas :

- les chocs dus aux charges de neige glissant, ou tombant, d'une autre toiture
- de l'amplification de l'action du vent (modification de la forme ou de la dimension du bâtiment ou de la formation de glace) ;
- des charges de neige dans les zones où elle est présente toute l'année ;
- des charges dues à la glace ;
- de la poussée latérale de la neige (congères) ;
- des charges de neige sur les ponts.

II-3 CHARGE DE LA NEIGE

II-3-1 utilisation en fonction de l'altitude:

- **Selon le RNV 99 :**

Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres Au-delà de 2000 mètres le cahier des charges doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte.

- **Selon l'EUROCODE 1 :**

Elle ne s'applique pas aux sites d'une altitude supérieure à 2 000 mètres.

II-3-2 Charges de neige en fonction des régions :

- **Selon le RNV99 :**

Le règlement neige et vent algérien découpe le territoire algérien en quatre zones importantes : zone A, zone B, zone C, (zone D « Aucune charge de neige, dans cette région, une charge représentant l'ensablement des terrasses »).

• **Selon l'EUROCODE 1 :**

Le territoire national français a été découpé en « régions » par départements et, pour les départements appartenant à plusieurs régions, par cantons. Ce découpage est représenté par une carte de zonage qui donne une image rapide et globale.

II-3-3 Calcul des charges de neige au sol en fonction de l'altitude:

• **Selon le RNV 99:**

Le calcul des charges de neige est représenté par des formules en fonction de l'altitude et la zone chacune séparément

Tableau II.1: la charge de neige sur sol S_k (Art 4.2 P16)

Zone A	Zone B	Zone C
$S_k = \frac{0,07 xH + 15}{100}$	$S_k = \frac{0,04 xH + 10}{100}$	$S_k = \frac{0,0325 xH}{100}$

S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige

H en m l'altitude (par rapport au niveau de la mer)

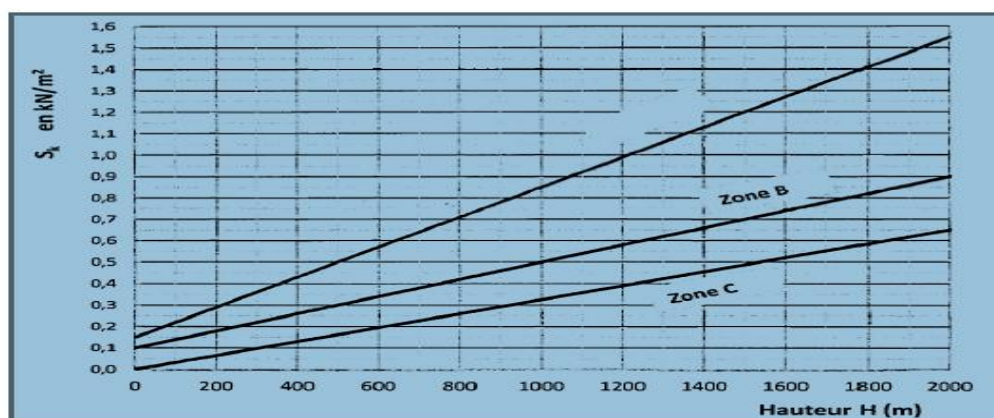


Figure II-1 : Charges de neige (kN/m^2) en fonction de l'altitude H (m) et du zonage

• **Selon l'EUROCODE 1 :**

Les lois de variation de la valeur caractéristique s_k en fonction de l'altitude A (en m) dépend de la Région alors : charge construction selon l'eurocode1 Art3.2P3

$$S_k = S_{k,0} + \Delta S_i$$

II-3-4 disposition de la neige :

La neige peut se déposer sur la toiture de plusieurs manières

• **Selon le RNV 99:**

- La charge se calcule selon la disposition de la neige en fonction de plusieurs facteurs
L'environnement climatique : durée de la saison de neige, ensoleillement, fonte et regel de la neige, vent ;
- La disposition géométrique du bâtiment, de la nature des matériaux, l'isolation thermique, les singularités de la toiture ;
- La topographie locale et en particulier, les conditions d'abri dues aux bâtiments, aux arbres.

Les actions particulières telles que l'enlèvement de la neige par les usagers.

• **Selon l'EUROCODE 1 :**

La charge de neige s'exerce verticalement et doit être rapportée à une projection horizontale de la surface de la toiture. En tenant compte Certains facteurs qui peuvent influencer des distributions diverses de la neige dont :

- la forme ;
- la pente de la toiture ;
- les conditions météorologiques (vent, pluie, température...)
- Deux dispositions de charge sont à prendre en compte :
- sans accumulation ;
- accumulée (redistribuée).

Et La vérification se fait en

- situations de projets durables et transitoires
- Situations de projets accidentelles

II-3-5-calcul de la Charge de neige sur les toitures ou autres surfaces

Conditions prise en compte :

- **Selon le RNV 99:**

Neige suspendue en débord de toiture dans les constructions situés à plus de 1000m d'altitude.

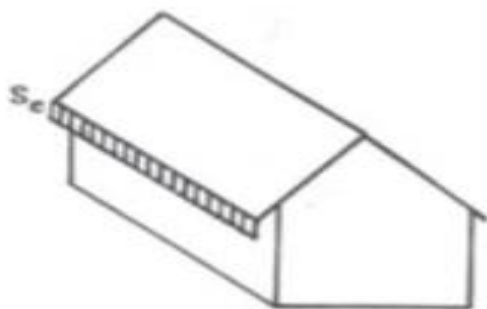


Figure II-2: Neige suspendue en débord de toiture

Charge de neige sur les obstacles tels que cheminées, barrière à neige, garde corps acrotères, ou autres, doivent être vérifiés sous l'action d'une force F_s due au glissement d'une masse de neige sur la toiture.

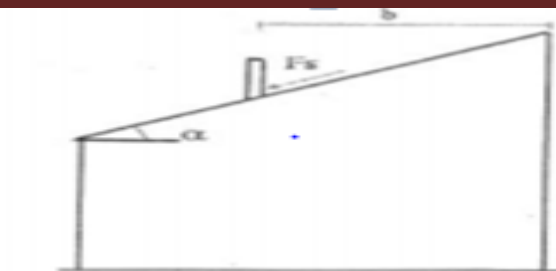


Figure II-3 : force exercée sur les obstacles

Selon l'EUROCODE 1 :

✚ Accumulation au droit des saillies et des obstacles locaux

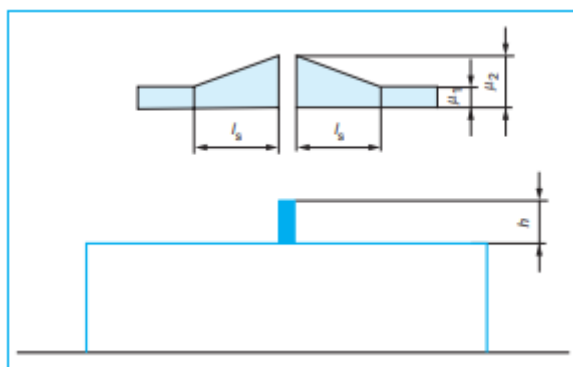


Figure II-4: Accumulation au droit des saillies et des obstacles locaux

✚ Cas de deux acrotères

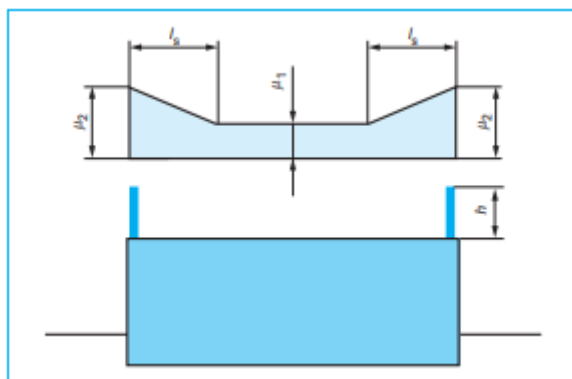
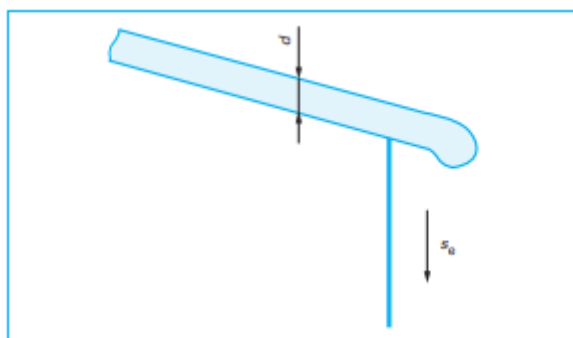


Figure II-5: Accumulation au droit de deux acrotères

Neige en débord de toiture

Cette charge doit s'appliquer à toute construction située à une altitude $A > 900$ m, ou si cette condition est spécifiée dans les documents du marché



FigureII-6 : Neige en débord de toiture

Charges sur les barres à neige et autres obstacles

II-3-6 Coefficients de forme des toitures :

Les coefficients de forme μ se prendront en fonction de la forme de la toiture dont le toit fait un angle α avec l'horizontale

• Selon le RNV 99:

Pour le calcul des coefficients de forme des toitures, il sera tenu compte des cas de charges ci-dessous :

- ✚ cas de charge répartie sur toute la surface ;
- ✚ cas de charge non uniforme: distribution initiale non uniforme, accumulation localisée au droit d'un obstacle, distribution de neige affectant la répartition de la charge sur l'ensemble de la toiture, (par exemple lorsque la neige est transportée du côté au vent vers le côté sous le vent).
- ✚ cas de charge résultant d'une redistribution de la neige depuis une partie du bâtiment plus élevée (par glissement).
- ✚ Cas de charge répartie sur une partie quelconque de la surface, et la moitié de cette valeur répartie sur le reste de cette surface, de manière à produire l'effet le plus défavorable sur l'élément considéré. Il sera tenu compte la forme de toiture :

a. Toitures à un versant :

Il convient de considérer les dispositions de charges suivantes et un seul coefficient de forme μ (RNV99 Art 6.2.1 P17)

- cas de charge uniformément répartie
- cas de charge uniformément répartie, appliquée sur la moitié la plus défavorable de la toiture.

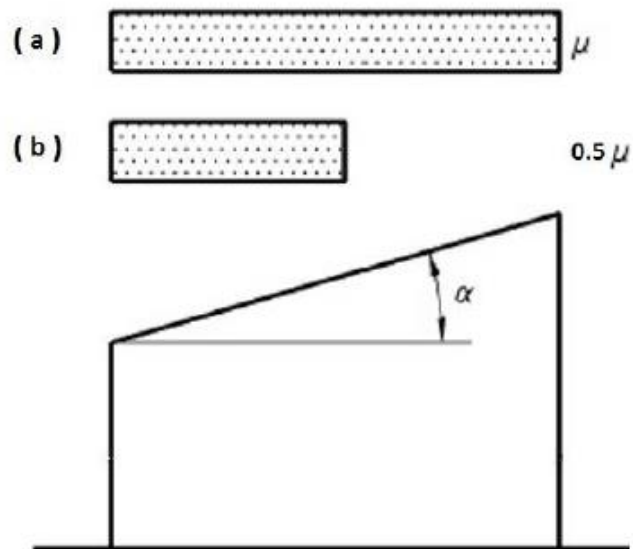


Figure II-7 : Cas de charge pour les Toitures à un versant

Tableau II.2 : coefficient de forme-toiture à un versant(RNV 99P17)

α angle du toit avec l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
μ	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0

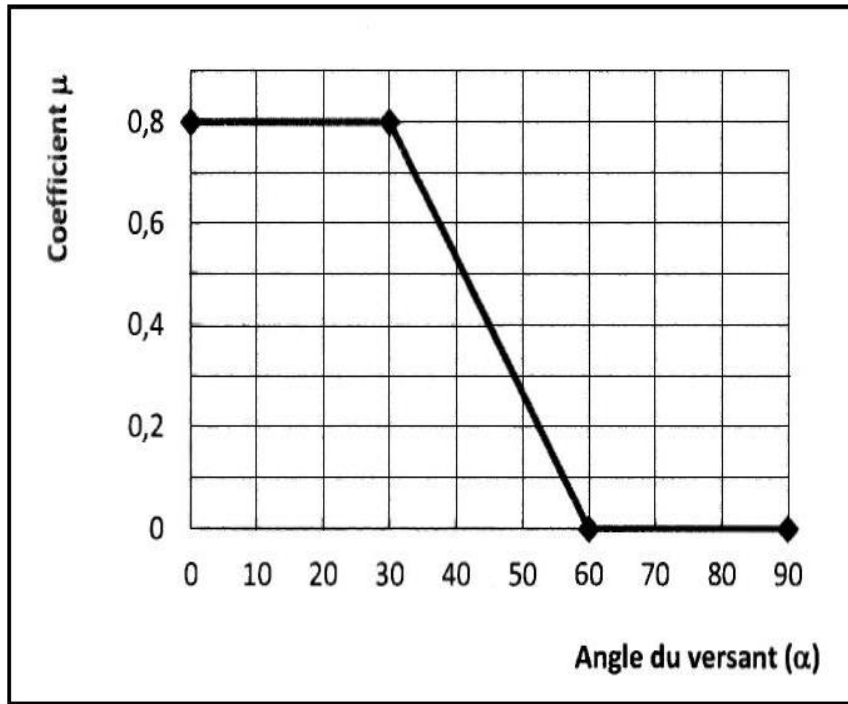


Figure II-8 : Cas de charge pour les Toitures à un versant en fonction de α

b-Toitures à deux versants :

Les dispositions de charges à prendre en compte sont celles produisant les effets les plus défavorables et deux coefficients de forme ont été introduits μ_1 et μ_2

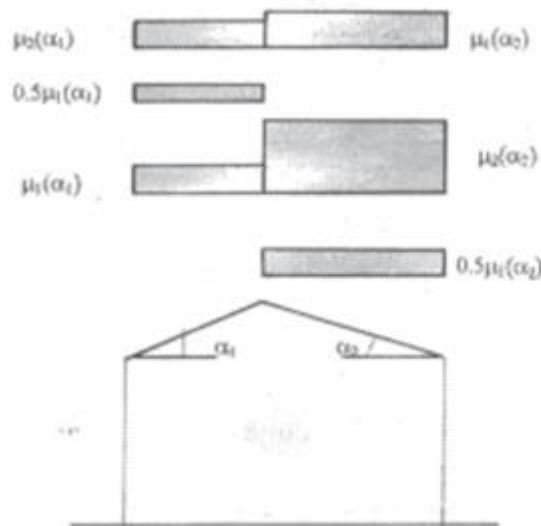


Figure II.9: coefficient de formes - Toitures à deux versants

Tableau II-3: coefficient de forme-toiture à deux versants(RNV 99P18)

α angle du toit avec l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
μ_1	0,8	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	0.8	$0,8 + 0.6(\alpha - 15)/30$	$1.1(60 - \alpha)/30$	0.0

c-Toitures à versants multiples

deux cas seront étudiés

_ Toitures à versants multiples symétriques (avec pente inférieure à 60°) les coefficients μ_1 et μ_3 seront considérés

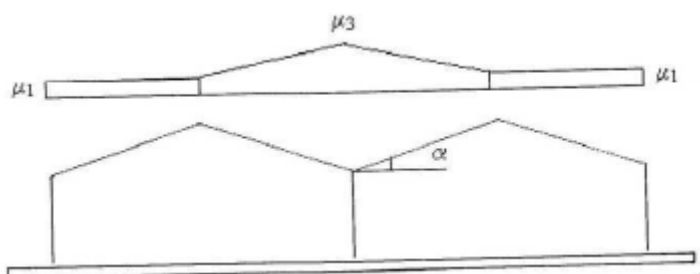


Figure II.10: coefficient de formes - Toitures à versants multiples symétriques

Tableau II-4: coefficient de forme- Toitures à versants multiples symétriques(RNV 99P19)

α angle du toit avec l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$
μ_3	$0,8 + 0.8(\alpha)/30$	1.6

d -Toitures à versants multiples dissymétriques :

Les valeurs des coefficients de forme μ_1 et μ_3 sont introduits ceux du tableau 3 correspondant à $\alpha = (\alpha_1 + \alpha_2)/2$

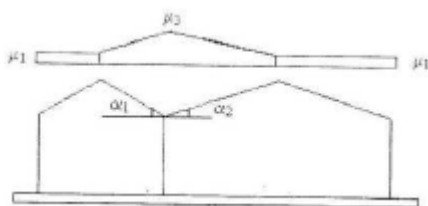


Figure II-11: coefficient de formes - Toitures à versants multiples dissymétriques

e-Toitures à redans (en sheds) :

Les coefficients de forme appliqués aux noues des toitures multiples lorsque l'un ou les deux versants présentent une pente supérieure à 60°

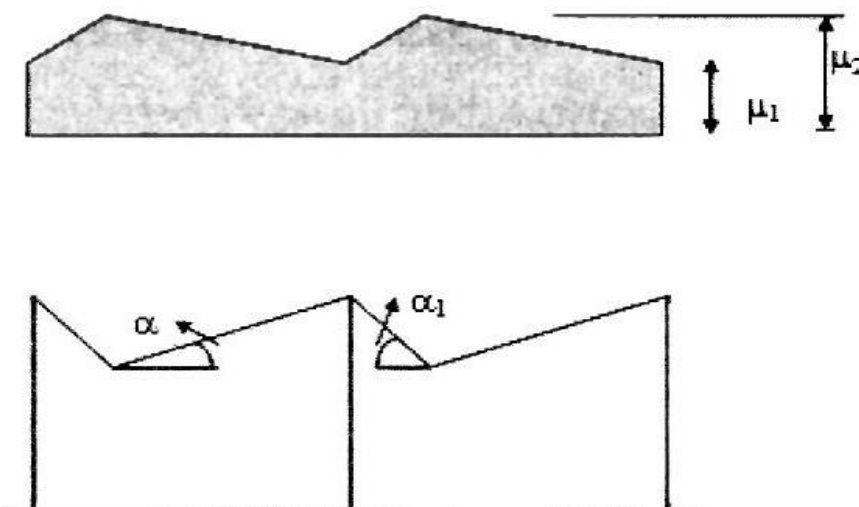


Figure II-12 : Coefficients de forme – toiture à redans

TableauII-5: Coefficients de forme – toiture à redans

α angle du toit avec	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$\alpha \leq 45^\circ$
-----------------------------	-------------------------------------	--------------------------------------	------------------------

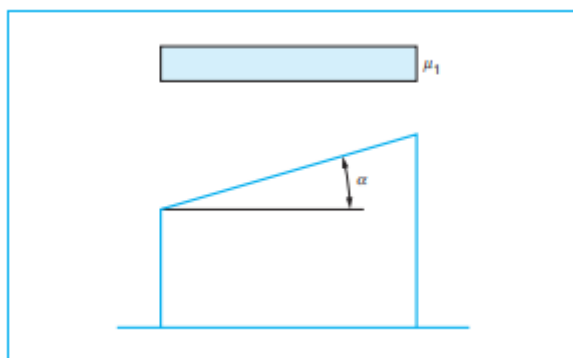
l'horizontale			
μ_1	0,8	$0.8 + 0,8(\alpha)/30$	Une analyse particulière est faire a partir des phénomènes de base (glissement de la neige, redistribution par le vent) pour la détermination des valeurs μ
μ_2	$0,8(60 - \alpha)/30$	1.6	

• Selon l'EUROCODE 1 :

Plusieurs cas étudié suivant la pente de toiture

a-Toitures à versant unique

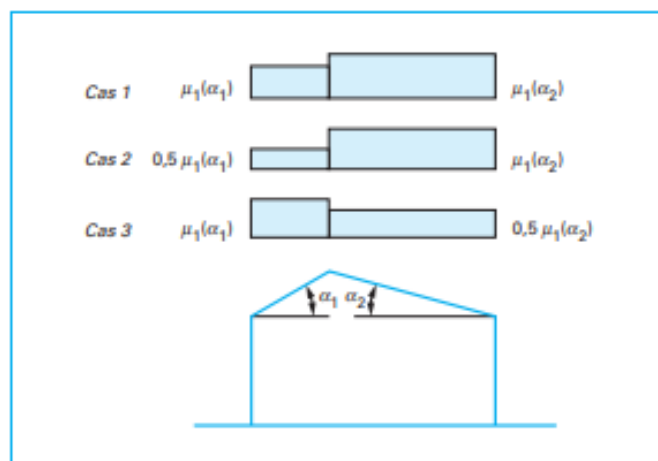
: pour ce genre de toiture un seul coefficient μ_1 est pris (E1 part3 P14)



FigureII-13 : Cas de charge pour les Toitures à versant unique

b-Toitures à deux versants :

le coefficient μ_1 est introduit en fonction de deux angles qui provoquent trois cas mais Dans le cas ou la toiture possède des barres à neige, ou des acrotères, le coefficient de forme sera plus à 0,8



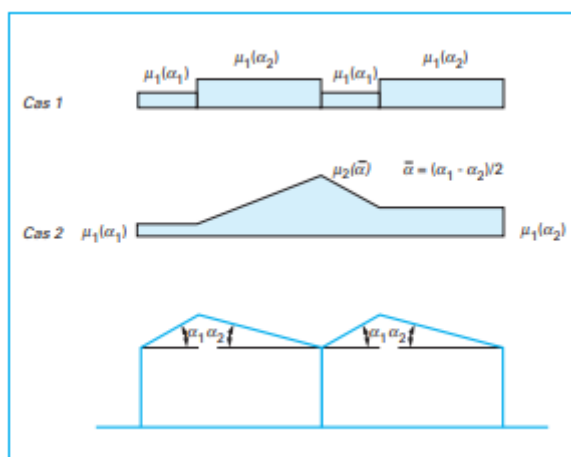
FigureII-14: Cas de charge pour Toitures à deux versants(E1 part3 P14)

Tableau II-6 : valeurs des coefficients de forme μ_i (E1 tabl 5.2P13)

α angle du toit avec l'horizontale	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0.8\alpha/30$	1.6	-

c-Toitures à versants multiples :

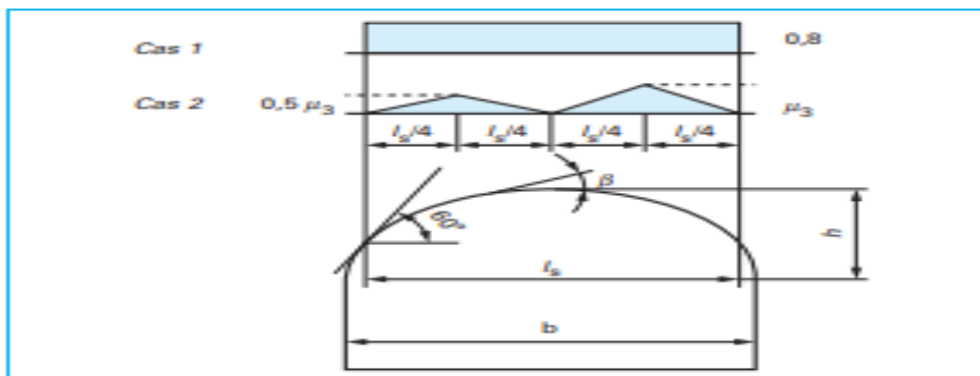
Dans ce cas les deux coefficients de formes μ_1, μ_2 sont introduits en tenant compte les deux angles



FigureII-15 : Cas de charge pour les toitures à versants multiples(E1 part3 P15)

d-Toitures cylindriques :

un troisième coefficient de forme μ_3 pour une toiture cylindrique est donné en fonction du rapport h/b a été introduit dont deux cas selon la valeur de l'angle β qui est de la tangente avec la toiture cylindrique sont considérés



FigureII-16: Cas de charge pour les toitures cylindriques(E1 part3 P16)

e-Toitures à plusieurs niveaux :

pour cette toiture les μ_1, μ_2 sont pris en compte avec $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

Ou μ_s : coefficient de glissement

μ_w : Coefficient de forme pour la charge due au vent

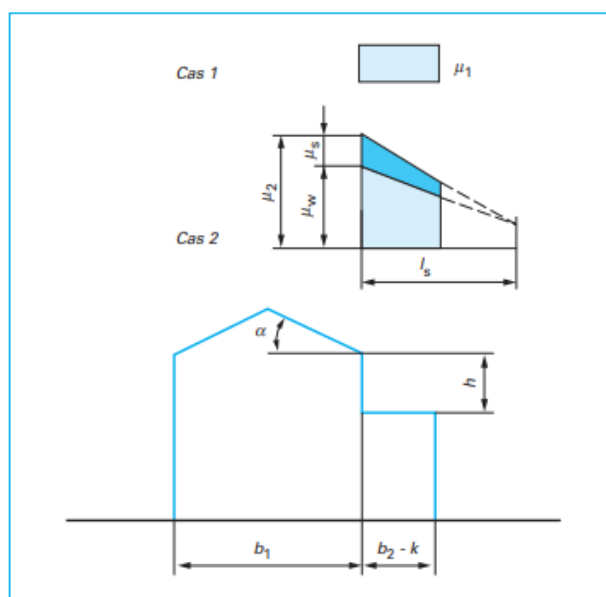


Figure II-17 : Cas de charge pour les toitures à plusieurs niveaux pour $b_2 < l_s$

(E1 part3 P14)

II-3-7 Actions de la charge de sable sur les constructions

- **Selon le RNV 99:**

La charge nominale de sable à prendre en compte dans le dimensionnement des constructions implantées dans la zone **D**.

Cette charge résulte de l'accumulation des grains de sable déposés par le vent sur les toitures et autres parties non couvertes des planchers. Les valeurs des charges données ci-après seront considérées comme variables, assimilables à la charge de neige.

a- Toitures plates ou à faibles pentes (pentes inférieures à 5%) :

Dans le cas des toitures plates ou à faibles pentes, la charge de sable doit être prise en compte sous forme d'une charge uniformément répartie.

b-Toitures rampantes :

Dans le cas des toitures rampantes et des toitures inclinées (un ou plusieurs versants, toitures en sheds, voûtes et coupoles, etc.), il y a lieu de considérer une charge linéaire localisée le long des arrêtes basses des versants ou à la naissance des voûtes et coupoles. Les valeurs des charges q_1 et q_2 (en kN/ml) à prendre dans les calculs sont données par un tableau en fonction de la zone où sera implanté l'ouvrage.

- **Selon L'EUROCODE 1 :**

La charge de sable n'est pas étudié

II-4 Actions de vent sur les constructions

• Selon le RNV 99:

Le présent règlement fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Ce RNV 99 couvre aussi le calcul des actions du vent sur les structures et ouvrages pendant l'exécution, ainsi que le calcul des actions du vent sur les structures et ouvrages temporaires.

• Selon L'EUROCODE 1 :

L'Eurocode 1 définit les actions sur les structures. Il est composé de plusieurs parties rattachées à diverses actions.

La partie 1- 4 fournit des indications pour la conception structurale des ouvrages de construction en ce qui concerne les actions du vent. Les bâtiments doivent être conçus et dimensionnés pour résister aux vents les plus forts qui sont susceptibles de se produire au cours de leur vie sur leur lieu d'implantation. Pour les départements d'outre-mer, en particulier, les départements soumis aux cyclones tropicaux, les vitesses des vents extrêmes ont été déterminées à partir des relevés météorologiques et d'estimations basées sur la cartographie du vent maximum historiquement vraisemblable.

II-4-1 Domaine d'application

• Selon le RNV 99:

S'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m

- ✚ à l'ensemble des bâtiments à usage différents (habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.) ;
- ✚ aux cheminées et ouvrages similaires ;
- ✚ aux ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.) ;
- ✚ aux structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.).

Le présent DTR ne s'applique pas directement aux :

- ✚ ponts,
- ✚ mâts haubanés,
- ✚ ouvrages en mer (plates-formes offshore),
- ✚ ouvrages spéciaux nécessitant des conditions de sûreté inhabituelles (centrales thermiques, centrales nucléaires, etc.).

• Selon L'EUROCODE 1 :

Se limite aux actions du vent sur les bâtiments courants dont la hauteur peut atteindre 200 m.

L'EN 1991-1-4 traite plus largement des actions du vent sur :

- ✚ les ouvrages de génie civil ;
- ✚ les toitures isolées ;
- ✚ les cylindres ;
- ✚ les structures en treillis ;
- ✚ les ponts.

II-4-2 Modélisation de l'action des vents**• Selon le RNV 99:**

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables.
- On admet que le vent peut souffler dans toutes les directions horizontales sous un angle vertical pouvant varier de $\pm 10^\circ$ par rapport au plan horizontal.
- On admet qu'à un instant donné, la direction du vent ne varie pas avec la hauteur.
- L'action du vent est représentée soit comme une pression, soit comme une force.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées

• Selon L'EUROCODE 1 :

Les actions du vent doivent être classées comme des actions variables fixes. Elles sont considérées comme un ensemble simplifié de forces, ou de pressions, d'effets équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent. Les pressions qui s'exercent sur les parois engendrent des forces perpendiculaires à la surface de la construction. Elles doivent être déterminées pour chaque situation de projet. Les évolutions au cours des phases d'exécution doivent être examinées. La fatigue doit être prise en compte pour les structures sensibles. L'ouverture d'une porte ou d'une fenêtre, fermée en situation de projet durable, est considérée comme une situation de projet accidentelle.

Les situations de projet durables (exploitation), transitoires (exécution) et accidentelles (exceptionnelle) sont définies dans l'Euro code EN 1990.

II.4-3 Principes de calcul

• Selon le RNV 99:

- Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

- Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction une pour l'ensemble des bâtiments et les ouvrages de stockage ; et l'autre pour les structures verticales en treillis.
- Pour une direction du vent donnée, le concepteur doit effectuer les opérations suivantes :
 - vérification à la stabilité d'ensemble
 - dimensionnement des éléments de structure
 - calcul des éléments secondaires.
 - vérification vis à vis du détachement tourbillonnaire

• Selon L'EUROCODE 1:

La vitesse du vent et la pression dynamique comprennent une composante moyenne et une composante fluctuante.

Il convient de déterminer la vitesse moyenne du vent v_m à partir de la vitesse de référence du vent v_b qui dépend du climat du lieu, ainsi que de la variation du vent en fonction de la hauteur déterminée à partir de :

- la rugosité du terrain
- l'orographie
- La pression dynamique de pointe

La composante fluctuante du vent est caractérisée par :

- l'intensité de turbulence

.Il est possible, en complément des calculs, de recourir à des essais en soufflerie et/ou à des méthodes numériques dûment validées afin d'obtenir des informations concernant les charges et la réponse, à l'aide de modèles appropriés de la structure et du vent naturel.

Des données appropriées obtenues en vraie grandeur peuvent fournir des informations concernant les charges et la réponse ainsi que les paramètres relatifs au terrain.

II-4-4 déterminations de l'Action du vent

• Selon le RNV 99:

a- Force de frottement :

◆ Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

◆ Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $d/h \geq 3$

Où : b (en m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent,

h (en m) est la hauteur de la construction,

d (en m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = S(q_{dyn}(z_j)) \cdot C_{fr,j} \cdot S_{fr,j}$$

Où :

- j indique un élément de surface parallèle à la direction du vent ;
- z_j (en m) est la hauteur du centre de l'élément j ;
- q_{dyn} (en N/m²) est la pression dynamique du vent.
- $S_{fr,j}$ (en m²) est l'aire de l'élément de surface j .
- $C_{fr,j}$ est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j .

Etat des Surface	Coefficient de frottement
Lisse (acier, béton lisse, ondulations) parallèles au vent, paroi enduite, etc)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc)	0.02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc)	0.04

Tableau II.7: valeurs des coefficients de frottement(DTR tab2.1 P42)

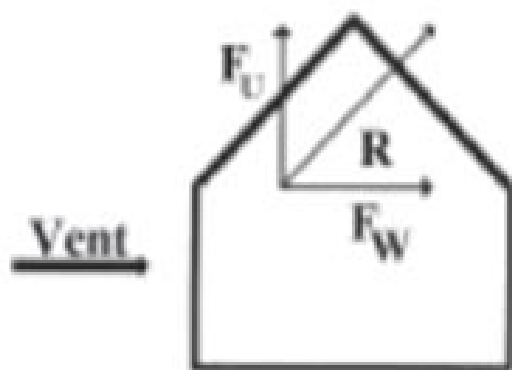
Pour déterminer la force de frottement, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte d'états de surface différents.

La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au vent

b- Force Résultante :

La force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture (DTR ART 2.1 P44)



FigureII-18 : force résultante R

La force résultante R est donnée par :

$$R = \Sigma(q_j \cdot S_j) + \Sigma F_{frj}$$

Où :

- Σ désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces) ;
- q_j (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j ;
- S_j (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins ;
- F_{frj} (en N) désigne les forces de frottement éventuelles

c-Excentricité de la force globale horizontale

Une excentricité e de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres que de révolution pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité e de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à :

$$e = \pm b/10 \text{ [m]}$$

Où :

b (en m) est la dimension à la base du maître-couple

• Selon L'EUROCODE 1:

Les actions du vent sur les constructions et les éléments de construction doivent être déterminées en tenant compte tant de la pression extérieure que de la pression intérieure du vent.

a-Pression aérodynamique sur les surfaces :

Les pressions qui s'exercent sur les éléments de la surface engendrent des forces perpendiculaires à la surface de construction.

◆ La pression aérodynamique W_e agissant sur les parois extérieures est déterminée par l'expression : $W_e = q_{p(z_e)} \cdot c_{p_e}$

◆ la pression aérodynamique W_i agissant sur les parois intérieures est déterminée par l'expression :

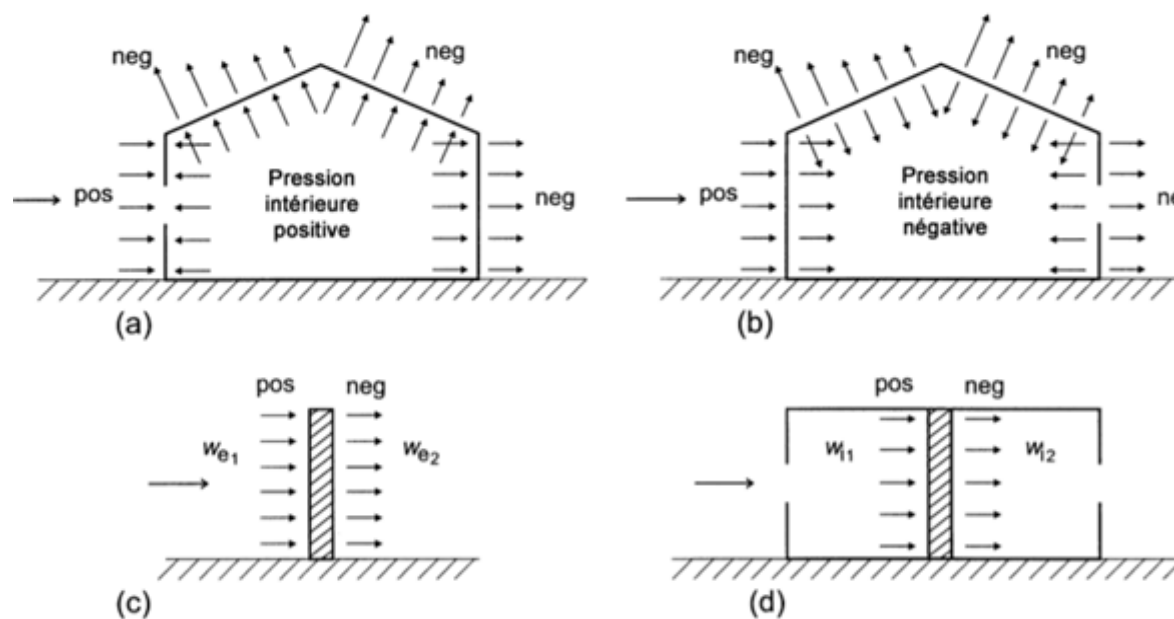
$$W_i = q_{p(z_i)} \cdot c_{p_i}$$

Avec

$q_{p(z_e)}, q_{p(z_i)}$: Pressions dynamiques de pointe, _

z_e, z_i : hauteurs de référence pour les pressions extérieures et intérieures La pression nette sur un mur, un toit, un élément est la différence entre les pressions s'exerçant sur les surfaces opposées en tenant compte de leurs signes.

Par convention, la pression s'exerce en direction de la surface et considérée positive ; la succion s'éloigne de la surface et considérée négative



FigureII-19 : pression exercée sur les surfaces (E1-ART5.2 P23)

b-Forces exercées par le vent :

Les forces exercées par le vent F_w sont déterminées à l'aide des coefficients de force C_f et définies par l'expression :

$$F_w = c_s c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$$

Où :

$c_s c_d$ est le coefficient structural tel ;

c_f est le coefficient de force applicable à la construction ou à l'élément de construction,

$q_p(z_e)$ est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e

$A_{(ef)}$ est l'aire de référence de la construction ou de l'élément de construction,

4-5 Détermination de la Vitesse et Pression Dynamique du vent :

- **Selon le RNV 99:**

- a. Vitesse de référence :**

La vitesse du vent peut être considérée comme l'addition vectorielle d'une composante représentant la vitesse moyenne et d'une composante représentant la vitesse turbulente et instantanée.

Les valeurs caractéristiques sont déterminées à partir de la vitesse de référence $V_{b,0}$ (ou de la pression dynamique de référence $q_{b,0}$) dont la période moyenne de retour est de 50 ans (probabilité de dépassement p sur une période de 1 an = 0.02), et sont attachées à la carte de zonage c est une vitesse moyenne sur 10 min, à une hauteur de 10 m, en rase campagne

- **Selon L'EUROCODE 1:**

- valeur de base de la vitesse de référence du vent**

la vitesse moyenne du vent observée sur une période de 10 min, avec une probabilité de dépassement sur une période d'un an égale à 0,02, toutes directions de vent confondues, à une hauteur de 10 m au-dessus d'un terrain plat de type «rase campagne» et compte tenu des effets d'altitude

- vitesse de référence du vent (E1 -P17)**

Valeur de base de la vitesse de référence du vent modifiée afin de tenir compte de la direction du vent pris en Considération et de la saison (le cas échéant)

La vitesse de référence du vent doit être calculée à partir de l'expression

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

où :

v_b est la vitesse de référence du vent, définie en fonction de la direction de ce dernier et de la période de l'année à une hauteur de 10 m au-dessus d'un sol relevant de la catégorie de terrain II ;

$v_{b,0}$ est la valeur de base de la vitesse de référence du vent,

c_{dir} est le coefficient de direction,

c_{season} est le coefficient de saison,

• Selon le RNV 99:

b- La pression dynamique q :

La pression dynamique q (en N/ m²) est établie par application du théorème de Bernoulli à partir de la vitesse du vent V (m /s).

$$q = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2$$

Avec : ρ : masse volumique de l'air = 1.225 Kg / m³

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée ci-dessous :

- Les constructions dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10 m doivent être considérées comme un tout (un seul élément j) ;
- Les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours, etc.) dont $h > 10\text{m}$
- Les constructions sans planchers intermédiaires (halls industriels, cheminées, etc.) dont $h > 10\text{ m}$;

n est donnée par la formule suivante :

$$n = E [h / 3] \text{ soit } [h_i = h/n]$$

Où :

- h (en m) désigne la hauteur totale de la construction ;
- E désigne la partie entière (par exemple, $E [4,2] = E [4,7] = 4$)

Pour le calcul d'un élément secondaire de la construction, la pression dynamique doit être déterminée en considérant cet élément comme un tout.

. Formule générale:

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$\text{Structure permanentes } q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \cdot C_e(z_j)$$

$$\text{Structure temporaires } q_{dyn}(z_j) = q_{temp} \cdot C_e(z_j)$$

Où :

- $q_{réf}$ (en N/m^2) est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation > 5 ans) ;
- q_{temp} (en N/m^2) est la pression de référence pour les constructions temporaires (dont la durée d'utilisation $< à 5$ ans); -
- Ce est le coefficient d'exposition au vent;
- z_i (en m) est :
 - La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j si cet élément de surface est vertical ; -
 - La hauteur totale de la construction si cet élément de surface j fait partie de la toiture

Tableau II.8 : valeurs de la pression dynamique de référence (DTR Tab 2.3 P46)

Zone	$q_{réf} \left(\frac{N}{m^2} \right)$	$q_{temp} \left(\frac{N}{m^2} \right)$
1	375	270
2	470	340
3	575	415

• Selon L'EUROCODE 1:

Pression dynamique de pointe

Il y a lieu de déterminer la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ à la hauteur z , qui est induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse.

L'Annexe Nationale peut fournir les règles permettant de déterminer $q_p(z)$.

La règle recommandée est donnée dans l'expression

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

où :

ρ : est la masse volumique de l'air, qui dépend de l'altitude, de la température et de la pression atmosphérique prévues dans la région lors des tempêtes

$c_e(z)$: est le coefficient d'exposition

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

q_b est la pression dynamique de référence du vent donnée dans l'expression

$$q_b = 1/2 \cdot \rho V_b^2$$

Les valeurs de ρ peuvent être données dans l'Annexe Nationale. La valeur recommandée est 1,25 kg/m³.

II-4-6 -les coefficients de calcul

a. Coefficient dynamique C_d :

Selon le RNV 99:

Le coefficient dynamique C_d ; tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

$$C_d = \frac{1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v(Z_s) \cdot \sqrt{Q_0^2 + R^2}}{1 + 2 \cdot g \cdot I_v \cdot Z_e q} \quad (\text{DTR Art 4.1 P95})$$

Selon le EuroCode 1:

Le coefficient dynamique c_d tient compte de l'effet majorateur dû aux vibrations engendrées par la turbulence en résonance avec la structure ; il peut être obtenu à partir de l'expression

$$C_d = \frac{1 + 2 \cdot K_p \cdot I_v(Z_s) \cdot \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(Z_s) \cdot \sqrt{B^2}} \quad (\text{EC1 Art 6.3 P26})$$

b. Coefficient d'exposition C_e :

Selon le RNV 99:

Le coefficient d'exposition C_e ; tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site la hauteur au dessous du sol .(DTR Art 3.3 P46)

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \cdot C_r(z)^2 \cdot \left[1 + \frac{7 \cdot K_T}{C_r(z) \cdot C_t(z)} \right]$$

K_T : Le facteur de terrain

C_r : Le coefficient de rugosité

C_t : le coefficient de topographie z (en m) : la hauteur considérée.

Selon le EuroCode1:

La formule est donné comme suit (E1 Art 4.5P 21)

$$C_e(z) = \left[\frac{q_p(z)}{q_b} \right]$$

q_b : pression dynamique de référence du vent

Dans le cas d'un terrain plat où $c_0(z) = 1,0$, le coefficient d'exposition $c_e(z)$ est représenté à la Figure ci après en fonction de la hauteur au-dessus du sol et de la catégorie de terrain telle que définie dans le Tableau

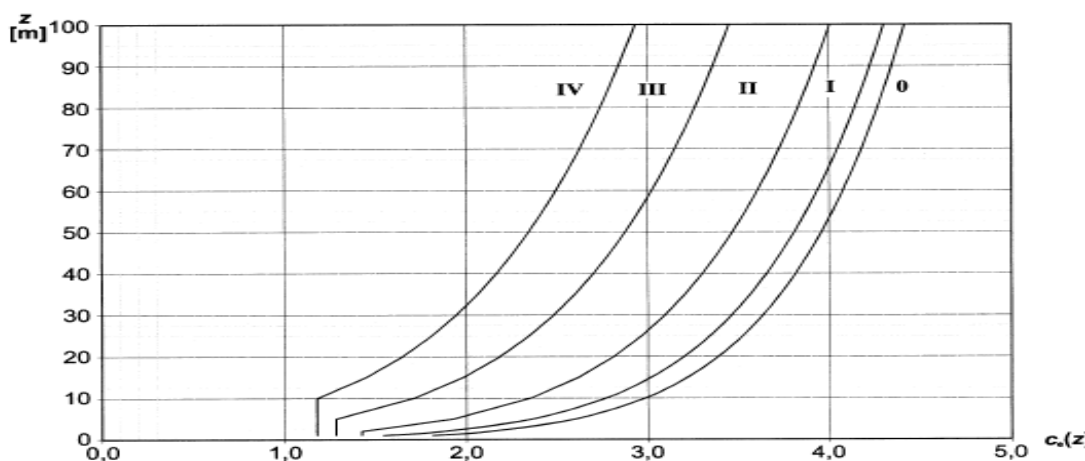


Figure II.20 — Représentation du coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour

$$c_0 = 1,0 \text{ et } k_I = 1,0$$

c. Coefficient de force Cf :**Selon le RNV 99:**

Le coefficient de force des constructions soumise à un vent perpendiculaire à l'une de leur faces (DTR Art 1.1 P55)

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda \times \psi_r$$

$C_{f,0}$: coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : le facteur d'élancement

ψ_r : est un facteur de correction du coefficient de force ;

ψ_r est égal à 1 pour l'ensemble des constructions,

Selon le EuroCode1:

le coefficient de force c_f des éléments structuraux de section rectangulaire, pour un vent soufflant perpendiculairement à une face, à l'aide de l'expression suivante :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda \times \psi_r$$

où :

$c_{f,0}$ est le coefficient de force des sections rectangulaires à arêtes vives et sans écoulement de contournement aux extrémités

ψ_r est le facteur de réduction applicable aux sections carrées à angles arrondis. La valeur ψ_r dépend du nombre de Reynolds

ψ_λ est le facteur d'effet d'extrémités pour les éléments dont les extrémités peuvent être contournées par le vent.(E1 Art 7.6 P55).

d. Coefficient de rugosité Cr :**Selon le RNV 99:**

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique(DTR Art4.2 P47)

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour} \quad z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z}\right) \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

: Ou :

- K_T : est le facteur de terrain
- z_0 (en m) est le paramètre de rugosité
- z_{min} (en m) est la hauteur minimale
- z (en m) est la hauteur considérée.

Selon le Eurocode 1:

Le coefficient de rugosité, $c_r(z)$, tient compte de la variabilité de la vitesse moyenne du vent sur le site de la construction due à :

- la hauteur au-dessus du niveau du sol ;
- la rugosité du terrain en amont de la construction dans la direction du vent considérée.

. La procédure recommandée pour déterminer le coefficient de rugosité à la hauteur z est donnée par l'expression (4.4) et est fondée sur un profil logarithmique de la vitesse. (E1 Art 4.3.2 P18)

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \quad \text{pour } z \leq z_{min}$$

où :

z_0 est la longueur de rugosité ;

K_r est le facteur de terrain dépendant de la longueur de rugosité

e. Coefficient de topographie C_t :

Selon le RNV 99:

Le coefficient de topographie C_t , prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Le coefficient de topographie C_t est déterminé comme suit :

$$C_t(z) = 1 \quad \text{pour} \quad \Phi < 0.05$$

$$C_t(z) = 1 + S_{max} \left(1 - \frac{|x|}{k_{red}L} \right) \cdot e^{-\alpha z/L} \quad \text{pour} \quad \Phi \geq 0.05 \text{ (DTR Art 4.3.4 P48)}$$

où : - Φ est la pente du versant au vent ;

$\Phi = H / LV$ avec :

– LV (en m) est la longueur du versant au vent

– H (en m) est la hauteur de l'obstacle

- L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent

k_{red}, S_{max}, α : des coefficients données

Selon le EuroCode:

Le coefficient de topographie est appelé facteur de catégorie de terrain dans l'eurocode est donné par la formule suivante :

$$K_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{min}} \right)^{0,07}$$

Tableau II.9— Catégories et paramètres de terrain (E1 P19)

Catégorie de terrain	z_0 [m]	z_{min} [m]
Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,003	1
Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles	0,01	1
Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur	0,05	02
Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes)	0,3	5

Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m	1,0	10
--	-----	----

f. Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

• Selon le RNV 99:

Le coefficient de pression extérieur C_{pe} des constructions à base rectangulaire et leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$. C_{pe}

S'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) \quad 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Où : S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée

Selon le EuroCode 1:

Les coefficients de pression extérieure donnent l'effet du vent sur les surfaces extérieures des bâtiments ..

Les coefficients de pression extérieure sont répartis en coefficients globaux et en coefficients locaux. Les coefficients locaux donnent les coefficients de pression pour les surfaces chargées d'aire égale à 1 m². Ils peuvent être utilisés pour le calcul des petits éléments et des fixations. Les coefficients globaux donnent les coefficients de pression pour les surfaces chargées d'aire égale à 10 m². Ils peuvent être utilisés pour les surfaces chargées d'aire supérieure à 10 m².

Les coefficients de pression extérieure sont donnés par des tableaux suivant le type de toiture en fonction de la zone

g. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Selon le DTR 2-4.7

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p (DTR Art2.2 P78)

$$\mu_p = \frac{\sum \text{de surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- ◆ Cas des bâtiments sans / avec cloisons intérieures : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$
- ◆ Cas d'une construction étanche au vent : $C_{pi} = 0$

Selon le EuroCode 1: (E1 Art 7.2.9 P78)

Les pressions intérieure et extérieure doivent être considérées comme agissant simultanément. La combinaison la plus défavorable des pressions extérieure et intérieure doit être envisagée pour chaque combinaison d'ouvertures potentielles et autres sources de fuites d'air.

Le coefficient de pression intérieure, c_{pi} , dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment. Lorsque, sur au moins deux faces du bâtiment (façades ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente 30 % de l'aire de cette face, il convient de ne pas calculer les actions exercées sur la construction

Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces,

$$c_{pi} = 0,75 \cdot c_{pe}$$

Lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}$$

où :

c_{pe} est la valeur du coefficient de pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante. Lorsque ces ouvertures sont situées dans des zones avec des valeurs différentes de pressions extérieures, il est recommandé d'utiliser une valeur moyenne pondérée en surface de c_{pe} .

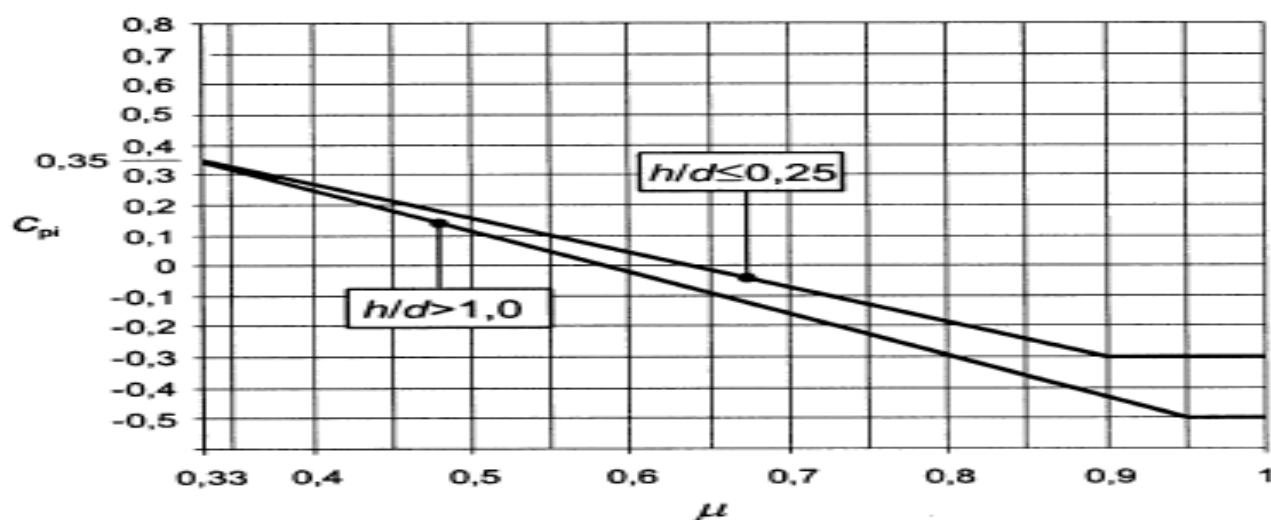


Figure II.21 — Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

Conclusion :

L'eurocode 1 a pour intitulé actions sur les structures . Il est fractionné en 7 parties dont on site :

- Partie 1-1 : Poids volumique , poids propre et les charges d'exploitations .
- Partie 1-2 : Actions sur les structures exposées au feu
- Partie 1-3 : Charges de neige
- Partie 1-4 : Actions des vents
- Partie 1-5 : Actions thermiques.
- Partie 1-6 : Actions en cours d'exécution
- Partie 1-7 : Actions accidentelles

Or le RNV99 ne prend en charge que les actions de la neige et du vent Partie 3 et 4 de l'eurocode 1.

Bien que le RNV 99 est fortement inspiré de l'eurocode 1, il n'en est moins que certaines divergences sont a relevées dont on cite


NEIGE :0

- Le zonage.
- Les coefficients de forme des toitures .
- 2 types de toitures supplémentaires sont portées sur l'eurocode1 qui ne figure pas sur le RNV 99 .
- Sur le RNV99 il est abordé une charge différente celle du sable sur les constructions.

VENT :

Les deux règlements limite la hauteur des bâtises a 200 m pour évaluer les actions du vent.

On remarque beaucoup de similitudes pour le calcul des coefficients mais il demeure une légère différence appliquée pour certains coefficients.



Chapitre3 : BAEL 99 et Eurocode 2

III-1-Introduction

Dans ce chapitre, les règlements BAEL91 V99 et Eurocode2 seront comparés pour l'ensemble des constructions

Et par conséquent les charges et combinaisons de charges et ensuite les méthodes de calcul par les deux règlements BAEL91 V99 et Eurocode 2 en prenant en compte ou non les dispositions parasismiques.

III-2- Charges et matériaux

III-2-1 Charges :

• Selon l'EUROCODE 2 :

a- Actions permanentes :

Les actions permanentes ont une durée d'application continue et égale à la durée de vie de la structure. Elles sont représentées par leurs valeurs caractéristiques. Si les variations sont faibles, on leur attribue une valeur caractéristique unique G_k (poids propre). S'il y a des incertitudes concernant la valeur de l'action permanente, on définit deux valeurs caractéristiques $G_{k\text{sup}}$ et $G_{k\text{inf}}$, qui sont déterminées de telle façon que la probabilité pour que la valeur réelle de l'action les dépasse soit inférieure à 5%. On supposera que la fonction de répartition est une gaussienne.

b- Actions variables :

Les charges d'exploitation des bâtiments sont provoquées par l'occupation des locaux. Leurs valeurs sont données par l'Eurocode0 et tiennent compte :

- De l'usage normal que les personnes font des locaux ;
- Des meubles et objets mobiles ;
- Des véhicules ;
- Des événements rares prévus ;

Les charges comprennent :

- Les charges sur planchers ;
- Les charges sur toiture ;
- Les actions dues aux véhicules de transport ;
- Les actions des équipements spéciaux ;

c- Action accidentelle

Ce sont des actions de courte durée d'application mais de grandeur significative, qui ont peu de chance d'intervenir sur une structure donnée au cours de la durée de vie du projet. On les représente :

- par une valeur nominale fixée par des codes ou des textes réglementaires.

Valeur de calcul des actions

- La valeur de calcul Fd d'une action F peut s'exprimer sous la forme :

$$\text{Avec : } Fd = \gamma_f \cdot \psi \cdot Fk$$

- Fk : valeur caractéristique de l'action ;
- γ_f : coefficient partiel pour l'action, qui tient compte de la possibilité d'écart défavorables des valeurs de l'action par rapport aux valeurs représentatives ;
- ψ : coefficient qui dépend du type de bâtiment et de la combinaison de charges

• Selon BAEL91 V99:

a- Action permanente :

Les actions permanentes sont notées **G** et leur intensité est constante ou peu variable dans le temps ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite. Elles sont généralement introduites dans les calculs avec leurs valeurs les plus probables. Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa moyenne, il faut en tenir compte en introduisant une valeur maximale et une minimale.

b- Action variable

Charges d'exploitation, charges climatiques

Les actions variables sont notées **Q** et leur intensité varie fréquemment et de manière importante dans le temps. Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de l'intensité, de la durée d'application et de la nature des combinaisons.

- valeur nominale Q_i ;
- valeur de combinaison $\psi_{0i}Q_i$;
- valeur fréquente $\psi_{1i}Q_i$;
- valeur quasi-permanente $\psi_{2i}Q_i$;

Charges appliquées en cours d'exécution

On distingue :

- les charges peu variables et connues de façon précise qui sont introduites dans les calculs avec les charges permanentes ;
- les autres charges, dont on évalue une valeur extrême et qui sont introduites avec les charges d'exploitation (charge pouvant varier ou se déplacer au cours d'une même phase de travaux);

C-Action accidentelle

Les actions accidentelles sont notées F_a et proviennent de phénomènes rares (séisme, choc).

Sollicitations de calcul - BAEL91 V99

- - G_{max} : ensemble des actions permanentes défavorables ;
- - G_{min} : ensemble des actions permanentes favorables ;
- - Q_1 : variable de base ;
- - Q_i : variable d'accompagnement ;

III-2-1-1 Combinaison de charges

• Selon l'EUROCODE 2 :

a- Etats limites ultimes -ELU

Il existe plusieurs types d'états limites ultimes dans l'EC2 :

- EQU : perte d'équilibre statique de la structure considérée comme un corps rigide ;
- STR : défaillance interne ou déformation excessive de la structure ou des éléments structuraux y compris semelles, pieux lorsque la résistance des matériaux de construction de la structure domine ;
- GEO : défaillance ou déformation excessive du sol, lorsque les résistances du sol ou de la roche sont significatives pour la résistance
- FAT : défaillance de la structure ou des éléments structuraux due à la fatigue ;

Pour les états limites ultimes de résistance (STR/GEO), la combinaison de charges s'écrit de la manière suivante :

$$1,35. G_{kjsup} + 1,5. Q_{k1} + 1,5. \psi_{0i}. Q_{ki}$$

b-Etats limites de service -ELS

Aux ELS, il existe 3 types de combinaisons de charges :

- La combinaison caractéristique est à considérer normalement pour les états limites à court terme, liés à une seule atteinte d'une certaine valeur par l'effet étudié : exemple formation de fissures.

$$\sum G_{kj} + Q_{kj} + \sum \psi_{1i}. Q_{ki}$$

- La combinaison fréquente est à considérer pour des états limites à moyen terme, liés à l'atteinte par l'effet étudié d'une certaine valeur soit pendant une petite partie de la durée de référence soit pendant un certain nombre de fois.

$$\sum G_{kj} + \psi_{1i} \cdot Q_{ki} + \sum \psi_{1i} \cdot Q_{ki}$$

La combinaison quasi-permanente est à considérer pour l'étude des effets à long terme des actions liées à l'atteinte d'une certaine valeur pendant une longue durée, par exemple fluage du béton.

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Par simplification pour les bâtiments, la combinaison d'action caractéristique peut s'écrire :

Lorsque l'on ne considère que les actions variables les plus défavorables

$$\sum G_{kj} + Q_{ki}$$

Lorsque l'on ne considère que toutes les actions variables

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

• Selon BAEL 91 V99 :

a-Etats limites ultimes -ELU

Aux ELU, il existe deux types de combinaisons :

Combinaisons fondamentales :

$$1,35 \cdot G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 \cdot Q_1 + \sum 1,3 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_i$$

Combinaisons accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + F_a + \psi_{11} Q_1 + \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_a : valeur accidentelle

Les ELU correspondent à la limite :

- de l'équilibre statique ;
- de la résistance de l'un des matériaux ;
- de la stabilité de forme ;

b-Etats limites de service -ELS

La combinaison de charges aux ELS s'écrit :

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

Les états limites de service sont définis en fonction des conditions d'exploitation et de la durabilité (état limites de déformation instantanée et différée et d'ouverture des fissures).

III-2-1-2 Synthèse et comparaison des charges et combinaisons de charges

Les charges sont divisées en deux types charges permanentes et charges d'exploitation que l'on combine pour obtenir les états limites de service et les états limites ultimes.

Nous remarquons des différences au niveau des combinaisons de charges : il existe plusieurs types de combinaisons ELU aux Eurocodes suivant qu'il s'agisse d'une perte d'équilibre, d'une déformation excessive, d'une déformation du sol ou d'une défaillance de la structure vis-à-vis de la fatigue.

Par ailleurs, les coefficients de combinaison de charges sont plus élevés entre le BAEL91 V99 et l'EC2 pour les actions secondaires. En effet, sous combinaisons ELU, les actions d'accompagnement sont multipliées par $1.3 * \psi_{0i}$ pour le BAEL91 V99 et par $1.5 * \psi_{0i}$ pour l'EC2.

III-2-2 Matériaux

Il est important de comparer la manière dont les matériaux béton et acier sont abordés dans les deux règlements et leurs différences.

• Selon l'EUROCODE 2 :

a-Aciers : **(EC2 Art 3.2.7 P38)**

- Critères mécaniques :

Limite d'élasticité caractéristique : f_{yk}

Module d'élasticité longitudinal : E_s

- Forme du diagramme de contraintes-déformations : à palier horizontal, à palier incliné

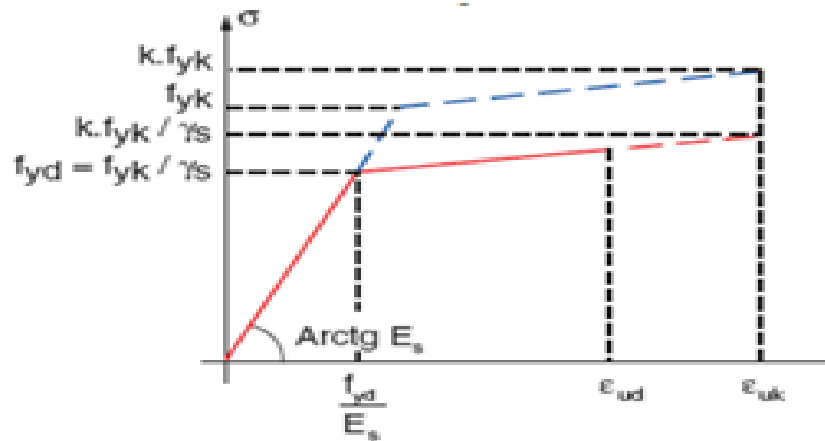


Figure III-1: diagramme contrainte-déformation à palier incliné

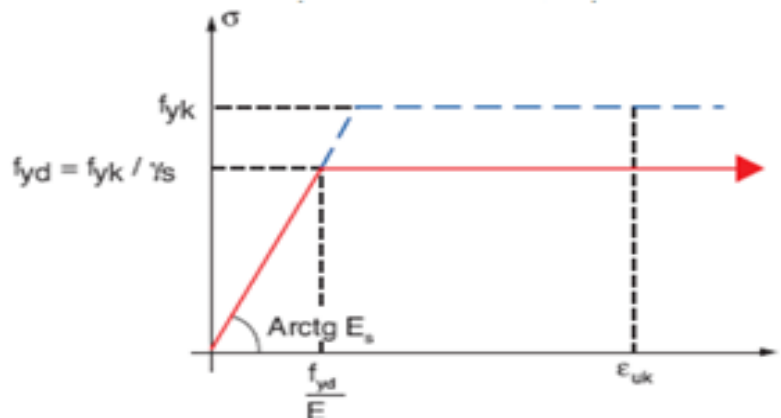


Figure III-2: diagramme contrainte-déformation à palier horizontal

Le diagramme contrainte –déformation à palier incliné représente l'écrouissage de l'acier, on notera que la déformation est limitée à ϵ_{yd} . Le diagramme contrainte-déformation à palier horizontal représente l'élasto-plasticité parfaite de l'acier, on notera que la déformation n'est pas limitée.

- Enrobage des armatures : clause 4.4.1

Dans l'Eurocode2 l'enrobage des armatures ne dépend pas de la dimension de l'élément mais de la classe structurale et des conditions d'expositions, ce qui favorise les bétons haute résistance. $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$

$$c_{min} = \{c_{min, b}; c_{mindur}; 10mm\}$$

$c_{min, b}$: Enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence - diamètre de la barre ou du paquet ;

c_{mindur} : Enrobage minimal vis-à-vis des conditions d'environnement

$\Delta cdev$: Écart d'exécution - 10mm ;

b-Béton (EC2 Art 3.1.7 P32)

Caractéristiques mécaniques

Résistance à la compression à 28 jours : f_{yk} ;

Les classes de résistance sont différentes dans l'Eurocode2 : on distingue 14 classes différentes définies suivant f_{ck}, f_{ckcub}

Diagrammes contraintes -déformations

L'Eurocode2 présente trois diagrammes contraintes-déformations pour le béton :

- Le diagramme parabole –rectangle ;
- Le diagramme bilinéaire (simplification du diagramme parabole – rectangle);
- Le diagramme rectangulaire simplifié (simplification du diagramme bilinéaire) ;

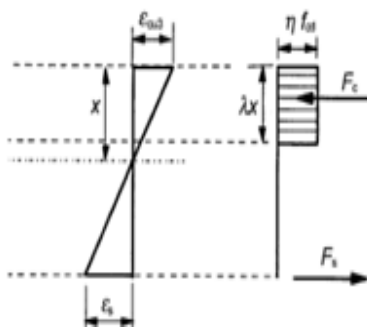
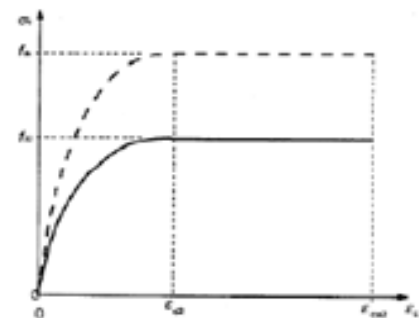


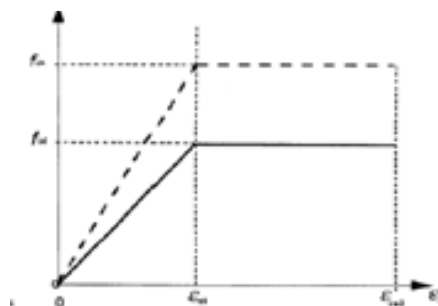
Fig III3: diagramme rectangulaire simplifié

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cu}} \right)^n \right] \quad \text{si } \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$$



FigIII 4: diagramme parabole -rectangle

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{si } \epsilon_{cu} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$$



FigureIII-5 : diagramme bilinéaire

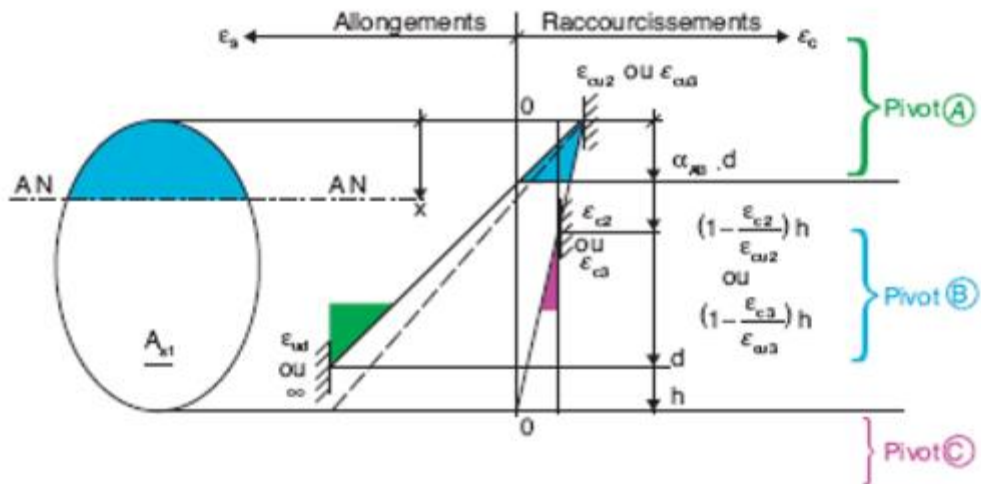


Figure III-6:Pivots A,B,C diagramme parabolé -rectangle

- Selon BAEL91 V99 :

a-Aciers

(BAEL91 V99Art 2.2,2 P 14)

- critères mécaniques

Limite d'élasticité : f_e

Module d'élasticité longitudinal : E_s

Le BAEL présente un seul diagramme contraintes –déformations pour l'acier : le diagramme à palier horizontal.

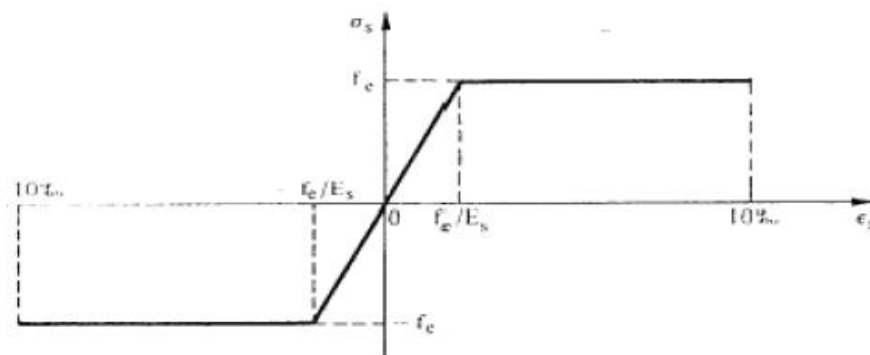


Figure III-7:Diagramme contrainte-déformation de l'acier

- Enrobage des armatures :

L'enrobage calculé avec le BAEL91 V99 ne dépend que de la géométrie de l'élément

$d1 = 0,1 * h$

b-Béton

Caractéristiques mécaniques(BAEL Art 4.3,4 P24)

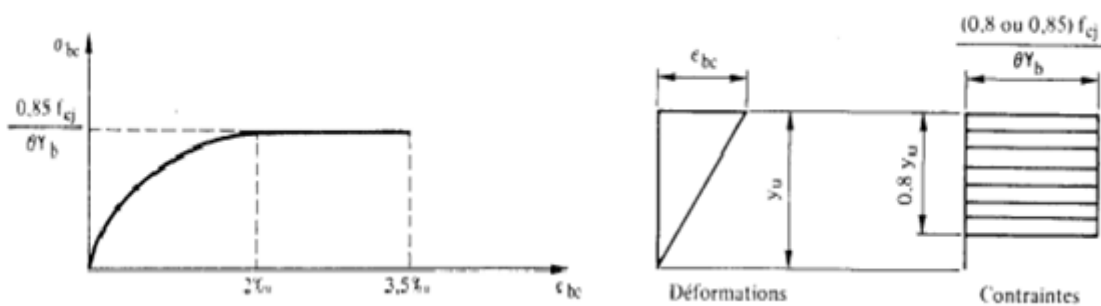
Résistance de compression à 28 jours : f_{c28} ;

Résistance à la compression au jour j : f_{cj} ;

Diagrammes contraintes -déformations

Le BAEL présente plusieurs diagrammes contraintes-déformation pour le béton

- ✓ Diagramme parabole rectangle ;
- ✓ Diagramme rectangulaire simplifié ;



FigIII8 : Diagramme parabole-rectangle **FigureIII-9** : Diagramme rectangulaire-Simple

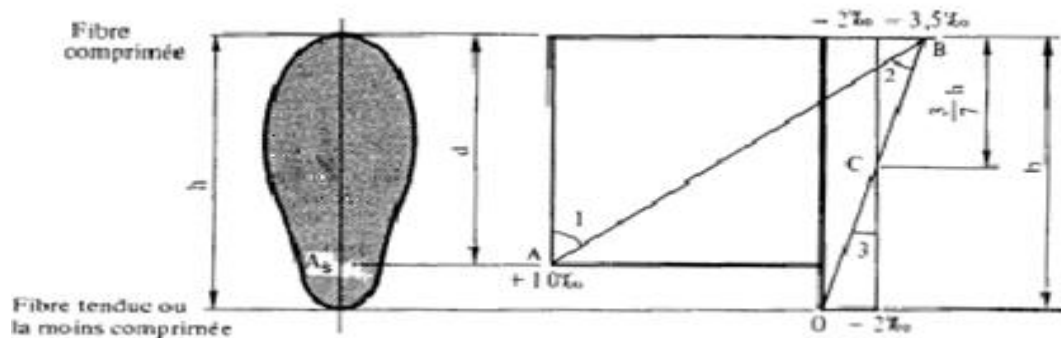


Figure III -10: Pivots A, B, C diagramme rectangle

Pivot A :

- Allongement de l'acier le plus tendu :
- ϵ_{ud} : diagramme à palier incliné ;
- ∞ : diagramme à palier horizontal ; Traction simple ou flexion simple ou composée ;

Pivot B :

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée :
 - ε_{cu2} : diagramme à palier incliné ;
 - ε_{cu3} : diagramme à palier horizontal ;

Pivot C :

- Raccourcissement de la fibre en béton à la distance : diagramme à palier incliné ;

$$1 \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \cdot h$$

- Raccourcissement de la fibre en béton à la distance :

- $1 \left(1 - \frac{\varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} \right) \cdot h$

- diagramme à palier horizontal ;
- Compression simple ou flexion composée ;

Synthese

L'Eurocode 2 définit deux diagrammes supplémentaires par rapport au BAEL : le diagramme bilinéaire pour le béton et le diagramme à palier incliné pour l'acier.

L'acier défini dans l'eurocode 2 est plus ductile que celui présenté dans le BAEL

De plus, les caractéristiques des deux autres diagrammes, également présentés dans le BAEL91 V99, diffèrent entre les deux normes.

Le coefficient réducteur 0,85 de la résistance du béton a disparu dans l'EC 2 .

La limitation de l'allongement de l'acier dans le cas du diagramme à palier horizontal n'existe plus à l'Eurocode (Pivot A n'a plus de sens) et les valeurs limites de la déformation du béton ne sont plus fixées à mais varient .

Le dimensionnement à l'ELU étant basé sur le principe des pivots dont les limites sont déduites des diagrammes contrainte-déformation des matériaux ; ces divergences auront une conséquence sur le calcul des sections d'armatures.

III-2-1-1Classes d'exposition :**Selon le EuroCode 2:**

Le tableau 4.1 de l'EUROCODE 2 présente les différentes classes d'expositions auxquelles se réfèrent les exigences anti-fissuration. Elles sont divisées en 6 parties :

- XO : aucun risque de corrosion ni d'attaque ;
- XC : corrosion induite par carbonatation ;
- XD : corrosion induite par des chlorures ;
- XS : corrosion induite par des chlorures présents dans l'eau de mer ;
- XF : attaque gel-dégel ;
- XA : attaque chimique ;

Remarque :

- La classe d'exposition intervient dans la détermination de l'enrobage de l'élément.
- Pour éviter l'apparition de fissures longitudinales à moins que des mesures spéciales, telles que l'augmentation de l'enrobage des aciers comprimés ou le confinement des armatures transversales n'aient été prises, la contrainte de compression du béton pour les classes XS, XD et XF est limitée à :

$$\sigma_c = 0,6 \cdot f_{ck}$$

Selon BAEL91 V99: (BAEL91 V99Art 4.5,2 P30)

La maîtrise des fissurations est une nouveauté de l'eurocode 2 par rapport au BAEL , le BAEL ne stipule pas de classe d'exposition mais il indique les dispositions à prendre en compte pour la protection des armatures

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{cj}$

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

5 cm pour les ouvrages en mer ou exposés aux embruns ou aux brouillard salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressifs

3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises à des actions agressives ou a des intempéries ou en contact d'un liquide.

1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne serait pas exposé aux condensations.

III-2-2-2 Comparaison de la prise en compte des matériaux EUROCODE 2-BAEL91 V99

Nous avons remarqué que les matériaux n'étaient pas abordés de la même manière dans l'Eurocode2 et dans le BAEL. Le diagramme à palier incliné pour l'acier et le diagramme bilinéaire pour le béton sont présentés dans l'Eurocode2. Ces diagrammes vont apporter des changements dans le calcul des armatures.

Le diagramme à palier horizontal pour l'acier est présenté dans les deux règlements, cependant il faut faire attention à la manière dont il est exploité. En effet, la déformation est limitée à 10‰ dans le BAEL91 V99 et n'est pas limitée dans l'Eurocode2.

Un autre point important à prendre en compte est que l'Eurocode2 ne reconduit plus les conditions sur les enrobages en fonction des états de fissurations , comme le BAEL91 V99 . il définit la notion d'enrobage minimal C_{nom} comme suit : l'enrobage minimal déterminé en fonction de la classe d'exposition augmenté de 1cm (tolérances d'exécutions).

III-3 Calcul des armatures :

III-3-1 Analyse structurale

- Selon l'EUROCODE 2 Art(5.4 à 5.7)

Quatre types d'analyse sont admis dans l'EuroCode2

1. L'analyse linéaire élastique : utilisable à l'ELU et à l'ELS
2. L'analyse linéaire élastique avec redistribution: utilisable à l'ELU
3. L'analyse plastique : utilisable à l'ELU et à l'ELS
4. L'analyse non linéaire : utilisable à l'ELU

La portée de calcul des poutres et des dalles est la portée entre nus. La portée de calcul est la portée entre axes, mais pour les poutres (ou dalles) liées monolithiquement avec leurs supports, on prend le moment au nu.

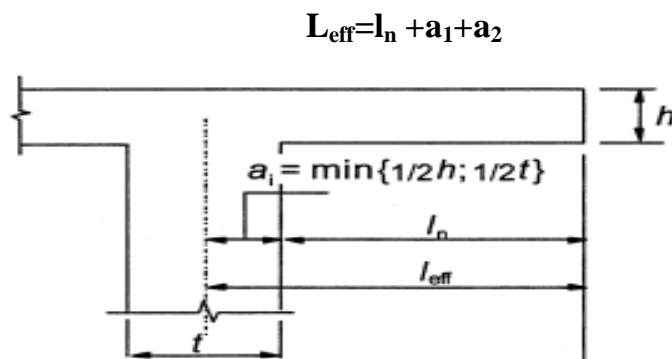


Figure III.11 : Portée utile (l_{eff}) pour différentes conditions (EC2 P57)

Selon BAEL91 V99: (A3.2,1)

L'analyse linéaire élastique (calcul de type RdM)

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la Résistance des Matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet.

La portée de calcul des poutres et des dalles est la portée entre nus.

III-3-2 Poutre : flexion simple

ELU : détermination des armatures

• Selon l'EUROCODE 2 :

Pour le calcul d'une poutre, il existe plusieurs méthodes suivant les diagrammes que l'on utilise pour le béton et pour l'acier.

Dans tous les cas, il faut commencer par calculer :

-la résistance de calcul en compression du béton

$$f_{cd} = acc. \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ Avec } f_{ck}: \text{ résistance caractéristique d'élasticité 28 jours}$$

-la résistance de calcul de l'acier

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} \text{ Avec } f_{yk}: \text{ limite caractéristique d'acier}$$

-le moment réduit se détermine comme suit

$$\mu_u = \frac{M_{ED}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \text{ Le moment } M_{ED} \text{ est déterminé à partir de la portée effective}$$

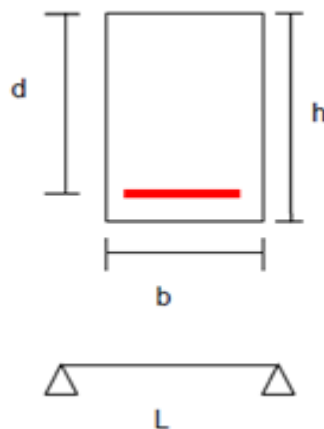


Figure III-12 : Schéma de la poutre isostatique

Diagramme élasto-plastique parfait

La déformation de l'acier est donnée par

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \frac{1 - \alpha u}{\alpha u}$$

Si $\varepsilon_{s1} < \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ alors $\sigma_{s1} = E_s \cdot \varepsilon_{s1}$ avec E_s : module d'élasticité de l'acier

Si $\varepsilon_{s1} > \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$ alors $\sigma_{s1} = f_{yd}$

Diagramme rectangulaire simplifié+ diagramme élasto-plastique parfait

$$\mu u = 0,8 \cdot \alpha u \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \alpha u\right) \rightarrow \alpha u \quad z_u = d \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \alpha u\right)$$

La section d'armatures est déterminée par $A_s = \frac{MED}{\sigma_{s1} \cdot z_u}$

Diagramme parabole rectangle + diagramme élasto-plastique parfait PIVOT A

$$\mu u = 0,8 \cdot \alpha u \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \alpha u\right) \rightarrow \alpha u \quad z_u = d \left(1 - \frac{0,8}{2} \cdot \alpha u\right)$$

La section d'armatures est déterminée par $A_s = \frac{MED}{\sigma_{s1} \cdot z_u}$

-Soit la déformation des armatures n'est pas limitée et le calcul se fait directement au pivot B

$$\varepsilon_{s1} = \infty \quad \text{d'où} \quad \alpha_{AB} \rightarrow \mu_{AB} = 0$$

-Soit on choisit volontairement de limiter la déformation à

$$\varepsilon_{s1} = 10 \cdot 10^{-3} \text{ d'où } \alpha_{AB} = 0,259 \text{ d'où } \mu_{AB} = 0,032$$

$$\alpha u = 1 - \sqrt{1 - \frac{7+100\mu u}{57}} \quad \text{et} \quad z_u = \frac{\mu u}{\frac{16 \cdot \alpha u - 1}{15}} \cdot d$$

$$A_s = \frac{MED}{z_u \cdot \sigma_{s1}}$$

Diagramme parabole rectangle diagramme élasto-plastique parfait PIVOT B

- Si la déformation de l'acier n'est pas limitée au pivote A : condition du pivot B
 $\mu u > \mu_{AB} = 0$
- Soit on choisit volontairement de limiter la déformation à :

$$\varepsilon_{s1} = 10\% \rightarrow \alpha_{AB} = 0,259 \rightarrow \mu_{AB} = 0,032$$

$$\mu u = 0,81 \alpha u (1 - 0,416 \cdot \alpha u) \rightarrow \alpha u$$

$$\text{Bras de levier } z_\mu = d(1 - 0,416 \cdot \alpha u)$$

La section d'armatures est donnée par $A_s = \frac{MED}{(z_u \cdot \sigma_{s1})}$

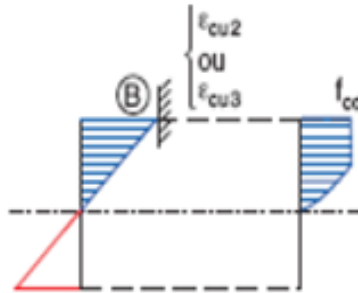


Figure III-13: Diagramme parabole rectangle PIVOT B

Diagramme Bilinéaire + diagramme élasto-plastique parfait

$$\alpha u = \frac{1}{7} (9 - \sqrt{3(27 - 56\mu u)}) \text{ et } z u = d \left(1 - \frac{7}{18} \alpha u \right)$$

La section d'armature est donnée par :

$$A_s = \frac{M E D}{(z u \cdot \sigma s 1)}$$

Diagramme a palier incliné

La déformation de l'acier est déterminée par $\varepsilon_s = 3,5 \frac{1-\alpha u}{\alpha u}$

La contrainte dans l'acier en fonction de la déformation est donnée par

$$\sigma_s(E_s) = 434,8 + 34,78 \cdot \frac{\varepsilon_s - 2,17}{47,83}$$

Diagramme rectangulaire simplifié + Diagramme a palier incliné

$$\mu u = 0,8 \cdot \alpha u \cdot \left(1 - \frac{0,8}{2} \alpha u \right) \rightarrow \alpha u$$

$$z u = d \left(1 - \frac{0,8}{2} \alpha u \right)$$

La section d'armatures est donnée par $A_s = \frac{M E D}{(z u \cdot \sigma_s(\varepsilon_s))}$

Diagramme parabole rectangle + diagramme palier incliné Pivot A

Condition du pivot A : $\mu u < \mu_{AB} = 0,0561$ pour de l'acier classe B

$$\alpha u = 1 - \sqrt{0,877 - 1,75\mu u} \text{ et } z u = \frac{\mu u \cdot d}{1,07 \cdot \alpha u - 0,066}$$

La section d'armature est donnée par

$$A_s = \frac{MED}{(z_u \cdot \sigma_s(\varepsilon_s))}$$

Diagramme parabole rectangle diagramme palier incliné Pivot B

Condition du Pivot B : $\mu u < \mu_{AB} = 0,0561$ pour de l'acier classe B

$$\alpha u = 1,20(1 - \sqrt{1 - 2,06\mu u}) \text{ et } z_u = d(1 - 0,416 \cdot \alpha u)$$

La section d'armatures est donnée par

$$A_s = \frac{MED}{(z_u \cdot \sigma_s(\varepsilon_s))}$$

Diagramme bilinéaire + diagramme palier incliné

$$\alpha u = \frac{1}{7} (9 - \sqrt{3(27 - 56\mu u)})$$

$$z_u = d \left(1 - \frac{7}{18} \alpha u \right)$$

La section d'armatures est donnée par

$$A_s = \frac{MED}{(z_u \cdot \sigma_s(\varepsilon_s))}$$

• Selon BAEL91 V99 :

Dans l'eurocode 2 comme le BAEL91 V99, une poutre a plan moyen est sollicitée en flexion simple lorsque l'ensemble des forces et des couples appliqués à gauche d'une section est réductible à un moment et une force appliquée au centre de gravité, il existe plusieurs méthodes pour déterminer les armatures de flexion suivant les diagrammes que l'on utilise, dans notre cas :

La résistance de calcul du béton est donné par

$$f_{bu} = 0,8 \cdot \frac{f_{cj}}{1,5} \text{ Avec } f_{cj} : \text{résistance caractéristique en compression}$$

Le moment réduit est donné par

$$m_u = \frac{MELU}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Diagramme rectangulaire simplifié + diagramme élasto-plastique parfait

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

$$\alpha u = 0,8. mu$$

La section d'armatures est déterminée par

$$As = \alpha u. b. d. \frac{f_{bu}}{\sigma_s} \text{ Avec } \sigma_s \text{ contrainte dans l'acier (435 Mpa)}$$

Diagramme parabole rectangle +diagramme élasto-plastique parfait PIVOT A

Condition pour le pivot A : $mu < 0.1872$

$$\alpha u = 1 - \sqrt{1 - \frac{7 + 100mu}{57}}$$

$$\alpha u = \frac{16. mu - 1}{15}$$

La section d'armatures est déterminée par

$$As = \alpha u. b. d. \frac{f_{bu}}{\sigma_s}$$

Diagramme parabole rectangle +diagramme élasto-plastique parfait PIVOT B

Condition pour le pivot B : $0,4728 > mu > 0,1872$

$$\alpha u = \frac{119}{99} \left(1 - \sqrt{1 - 6. \frac{99}{17^2} mu} \right)$$

$$\alpha u = \frac{17}{21} mu$$

La section d'armatures est donnée par :

$$As = \alpha u. b. d. \frac{f_{bu}}{\sigma_s}$$

Diagramme rectangulaire simplifié + diagramme palier incliné – BAEL

Le diagramme à palier incliné n'existe pas dans le BAEL

Diagramme parabole rectangle + diagramme palier incliné PIVOT A –BAEL

Le diagramme à palier incliné n'existe pas dans le BAEL.

Diagramme parabole rectangle + diagramme palier incliné PIVOT B –BAEL

Le diagramme à palier incliné n'existe pas dans le BAEL

Synthèse :

On retiendra pour les poutres isostatiques :

- Qu'il existe une nouvelle définition de la portée effective L_{eff} qui est plus grande que la portée entre nus d'appuis ;
- Que l'on peut utiliser deux diagrammes pour l'acier et trois diagrammes pour le béton ;
- Qu'il faut faire attention au pivot A avec le diagramme à palier horizontal. Soit on ne limite pas la déformation, le pivot A n'existe pas et l'on fait les calculs au pivot B. Soit on limite la déformation à 10 ‰ et l'on traite les calculs au pivot A.
- Que le BAEL91 V99 est légèrement plus favorable.
- Le calcul de la flèche est totalement différent entre le BAEL91 V99 et l'Eurocode2. Pour l'Eurocode2, on calcule les caractéristiques des sections fissurées et non fissurées pour déterminer la flèche totale alors que le BAEL91 V99 se base sur un écart entre les flèches calculées sous différents cas de charges (permanentes, permanentes avant cloisons, permanentes + exploitations)

III-3-3 poutres continues:

- les calculs ne changent pas trop entre l'Eurocode2 et le BAEL91 V99 : les méthodes sont basées sur le concept du calcul aux ELU;
- il existe de nouvelles définitions telles que la portée effective qui conduit à des sollicitations plus élevées pour compenser une résistance de calcul plus élevée (16.67 MPa au lieu de 14.2 MPa);
- les méthodes de calculs sont différentes : basées sur l'application de la F3M et sur l'analyse plastique pour l'Eurocode2 et sur les méthodes forfaitaire et de Caquot pour le BAEL91 V99. Cependant l'écart entraîné par les méthodes de l'Eurocode 2 est limité ;
- les pourcentages forfaitaires minimaux semblent être plus déterminants pour les Eurocodes;
- Finalement, l'Eurocode 2 est moins favorable que le BAEL99 pour le calcul des armatures transversales si l'on ne tient pas compte des dispositions parasismiques; Si l'on tient compte de ces dispositions, l'écart entre les deux méthodes est faible.

III-3-3-1 Calcul de la flèche,

• Selon l'EUROCODE 2 :(EC2 Art 7.4.1 P 117)

Pour des conditions d'utilisation normales, la flèche, calculée par rapport aux actions quasi permanentes, doit être inférieure à

- portée/250 dans les cas sans cloisonnement;
- portée/500 dans le cas de cloisonnement.
-

• Selon BAEL91 V99 : (BAEL91 V99 ART 6.5,3 P97)

La flèche ne doit pas dépasser :

pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs :

- $L/500$ si la portée $L \leq 5$ m ;
- $0,5 \text{ cm} + L/1000$ si la portée $L > 5$ m ;

et pour les éléments supports en console, la valeur :

- $L/250$ si la portée $L \leq 2$ m ;

Synthèse :

- Les méthodes de calcul sont totalement différentes : basées sur les écarts de flèches sous différentes combinaisons de charges pour le BAEL99 et sur les caractéristiques des sections fissurées et non fissurées pour l'Eurocode 2.
- Sous un certain seuil du rapport l/d en fonction du pourcentage d'armatures, l'Eurocode2 dispense de calcul de la flèche.

III-3-4 Calcul de la dalle

Dans les deux règlements l'on différencie les dalles portant dans une direction de celles portant dans les deux en fonction du rapport entre les portées L_x et l_y .

Pour **les dalles portant dans une direction** :

- Les méthodes de calcul sont relativement proches : détermination des armatures suivant la petite portée puis en les multipliant par un coefficient détermination des armatures suivant la grande portée.
- Pour la détermination des armatures suivant la petite portée et l'ancrage en rive, le BAEL91 V99 est plus favorable que l'Eurocode 2. Cela représente un écart d'environ 20% pour les armatures longitudinales et 10% pour l'ancrage en rive.
- La section d'armatures suivant la grande portée est plus faible pour l'Eurocode2, effet elle est obtenue en multipliant les armatures par 20% contrairement au BAEL le coefficient est de 25%.

- Si l'on tient compte des dispositions parasismiques, les écarts entre les deux méthodes restent comparables à ceux déterminé sans.

Pour **les dalles portant dans les deux directions**, on retiendra que :

- Les méthodes de calcul sont différentes pour la détermination des moments de flexion M_{xx} et M_{yy} : pour le BAEL99 et basée sur la théorie des plaques pour l'Eurocode2.
- l'Eurocode2 est plus favorable que le BAEL91 V99, que l'on ne tienne pas compte des dispositions parasismiques.
- Si l'on prend en compte les dispositions parasismiques, le BAEL91 V99 est plus favorable que l'Eurocode2.

III -3-5 Poutre-voile

le schéma de ferrailage du BAEL91 V99 est conservé, mais on ne distingue pas le réseau inférieur et supérieur dans l'Eurocode2;

- la méthode de calcul à l'Eurocode2 est basée sur le modèle « bielle-tirant », les bielles représentant les champs de contraintes de compression et les tirants les armatures.
- les l'Eurocode2 sont plus favorables pour les armatures principales inférieures ;
- les armatures secondaires sont quasiment identiques entre les deux règlements.

III-3-6 Poteaux

Les méthodes de calcul sont différentes : pour les l'Eurocode2 il faut tout d'abord calculer une section d'armatures puis vérifier la stabilité du poteau. Pour le BAEL99, c'est le calcul de la stabilité du poteau qui détermine la section d'armatures ;

Si l'on ne tient pas compte des dispositions minimales du parasismique alors l'Eurocode2 est nettement plus favorable que le BAEL91 V99;

On remarque que c'est pour des poteaux peu chargés que l'Eurocode2 est nettement plus favorable que le BAEL91 V99. A partir d'une certaine charge verticale, l'écart se réduit jusqu'à devenir nul ;

Si l'on tient compte des dispositions minimales du parasismique alors on trouve les mêmes sections d'armatures pour le BAEL91 V99 et l'Eurocode2 ;

Les dispositions parasismiques sont donc plus dimensionnantes dans le cas de l'Eurocode2 que dans le cas du BAEL91 V99.

III-3-7 Semelle

Les deux règlements déterminent les mêmes dimensions pour la semelle ;

- l'Eurocode2 est légèrement plus favorable que le BAEL91 V99 avec une diminution d'environ 13% de la section d'armatures ;

- le calcul de poinçonnement est différent suivant le règlement choisi : il est basé sur un calcul itératif pour l'Eurocode2.

- Le principe de ferrailage reste identique

Conclusion

La comparaison entre les deux règlements permet de déduire quelques divergences entraînant des changements dans le calcul des armatures :

- Coefficient partiel dans le cas de la situation Accidentelle,
- Résistance de calcul : Absence du coefficient 0,85 pour l'Eurocode,
- Module de déformation du Béton : cette différence engendre une modification pour le calcul du coefficient d'équivalence utilisé pour le dimensionnement à l'ELS,
- Diagrammes contraintes-déformations : l'Eurocode2 présente des diagrammes supplémentaires et différents du BAEL et donc des valeurs de déformations limites distinctes. Ceci influe grandement le dimensionnement plus précisément le calcul à l'ELU par une définition différente des pivots.

Un autre point important à noter est la détermination de l'enrobage des armatures qui ne dépend plus que de la géométrie de l'élément (BAEL) mais de sa classe d'exposition et la classe structurale pour l'Eurocode 2.



Chapitre4 : CM66 etEurocode 3

IV-1 INTRODUCTION :

En Algérie, le dimensionnement d'une ossature métallique est souvent effectué à l'aide des règles C.M.66 et plus progressivement remplacé par les règles algériennes (CCM97) qui sont inspirées de l'Eurocode 3 qui ont pour but de codifier les méthodes de calcul applicables à l'étude des projets de construction en acier.

Le dimensionnement selon CM66 se fait dans la zone élastique pour plus de sécurité mais ce n'est pas économique d'où vient EUROCODE3 pour le dimensionnement à la zone plastique afin économiser et de garantir la stabilité en même temps.

Néanmoins il est possible de continuer de calculer avec les cm66 en appliquant une partie de l'eurocode3, celle qui traite de la résistance des sections car il répond à des critères de résistances non traités par les CM66, il n'en est pas de même concernant les valeurs des charges et pondérations qui sont différentes d'un règlement à l'autre.

Dans ce chapitre je vais essayer de faire une analyse des différentes lois appliquée dans les deux réglementations.

IV.2 Le matériau acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et de carbone. Ce dernier n'intervient que pour une très faible part.

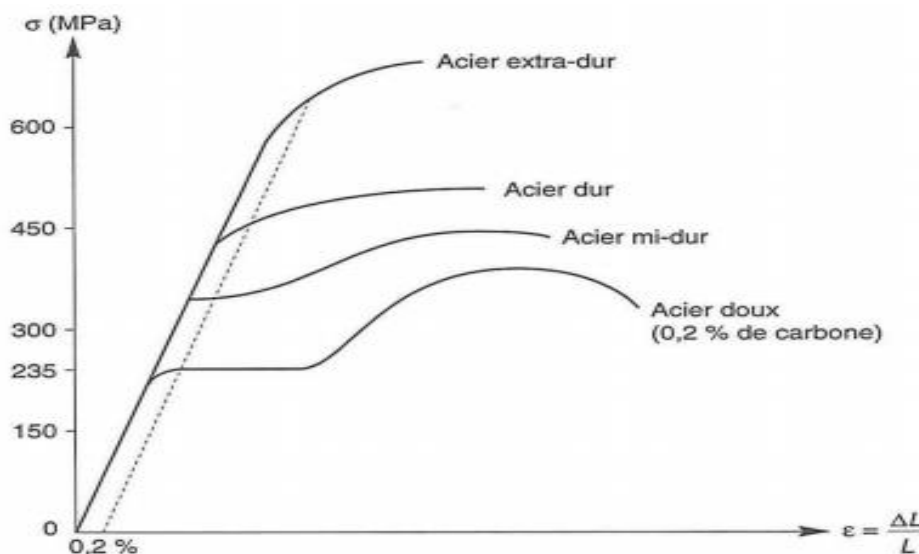


Figure IV.1 : Effet du %C sur la résistance de l'acier

(Fig 10 calcul de métalliques selon l'Eurocode P27)

IV.2.1 Comportement élasto-plastique de l'acier:

Le CM66 définit la limite d'élasticité de l'acier σ_e qui est la contrainte à partir de laquelle les allongements deviennent permanents et il n'y a plus de proportionnalité entre contrainte et allongement. Elle correspond au point P1 sur le graphique.

La contrainte de rupture à la traction est définie par σ_R , elle correspond au point P2.

Pour l'Eurocode 3, la limite d'élasticité de l'acier est f_y , la contrainte de rupture à la traction est f_u .

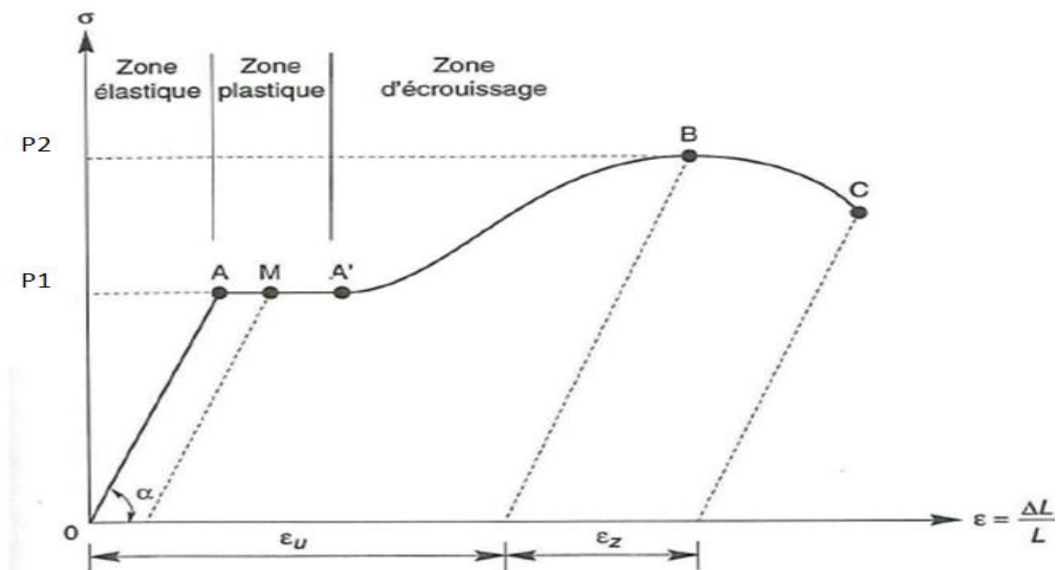


Figure IV.2. :diag contrainte-déformation de l'acier

(fig 8 calcul des structures métalliques selon l'Eurocode P25)

Phase 1 - domaine élastique : obéissant à la loi de Hooke $\sigma=E.e$

Phase 2 - palier d'écoulement plastique : traduisant un allongement sous charge constante.

Phase 3 – domaine d'écrouissage : correspondant à une nouvelle augmentation de la sollicitation avec l'allongement.

Phase 4 – domaine de striction : correspondant à une réduction localisée de la section de l'éprouvette.

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure, des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier AA' pour se décharger dans les zones avoisinantes.

les règles CM 66 ne tenaient que sommairement compte de cette possibilité pour les pièces fléchies (par l'introduction d'un coefficient d'adaptation plastique Ψ), l'Eurocode 3, au contraire est établi sur la base du comportement élasto-plastique de l'acier.

Les règles CM 66 et l'Eurocode 3 définissent en outre :

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier : $E=21.000\text{daN/mm}^2$
- Le coefficient de poisson : $\nu=0.3$
- Le module d'élasticité transversal de l'acier : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

IV.3 Classification des sections transversales :

Dans le cadre de l'Eurocode 3, il a été choisi de traiter, dans un seul et même texte, tous les types de sections du point de vue du degré d'incidence du voilement local de compression. Ce degré d'incidence est pris en compte à travers une classification des sections transversales. Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la moins performante).

- **Classe 1** : pouvant atteindre la résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique.
- **Classe 2** : pouvant atteindre la résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **Classe 3** : pouvant atteindre la résistance élastique en fibre extrême, mais pas la résistance plastique, du fait du risque de voilement local.
- **Classe 4** : section ne pouvant atteindre sa résistance élastique, du fait des risques du voilement local.

La classe d'une section dépend des dimensions de la section, de la nuance d'acier et est relative à un type précis de sollicitations appliquées à cette section : soit compression simple, soit flexion simple soit flexion composée.

IV.4 Critère de ruine :

Dans les règles CM 66, le comportement de l'acier est supposé purement élastique et l'on considère que l'état limite théorique de résistance est atteint lorsque la contrainte maximale régnant dans la section se trouve égale à la limite d'élasticité.

Dans les deux autres textes, Additif 80 et Eurocode 3, sous certaines conditions portant sur l'élançement géométrique des parois comprimées de la section, cette même limite constitue le seuil du comportement plastique du matériau ; ce comportement étant le plus souvent supposé parfaitement plastique, seule la distribution de contraintes est modifiée par rapport au cas précédent et l'expression finale de la résistance théorique reste proportionnelle à la limite d'élasticité.

De longue date, les règles françaises ont été fondées sur une courbe enveloppe des points de plus grande scission du cercle de Mohr, construite à partir des valeurs limites pour les sollicitations simples :

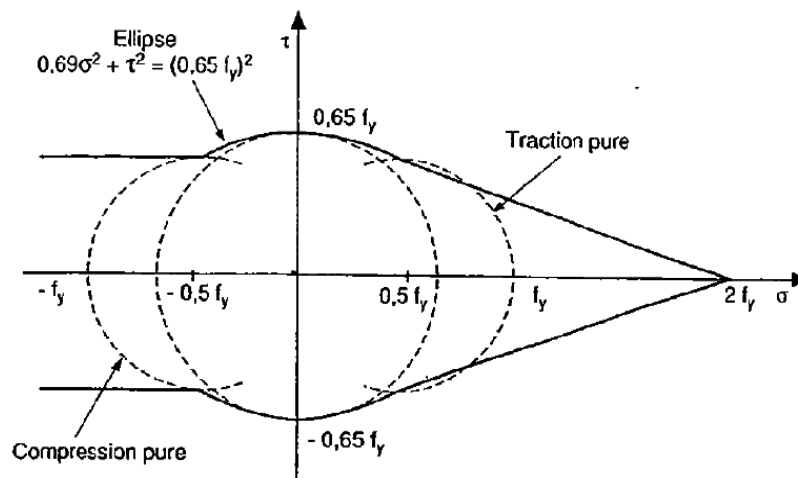


Figure IV.3 : Critère de ruine CM 66

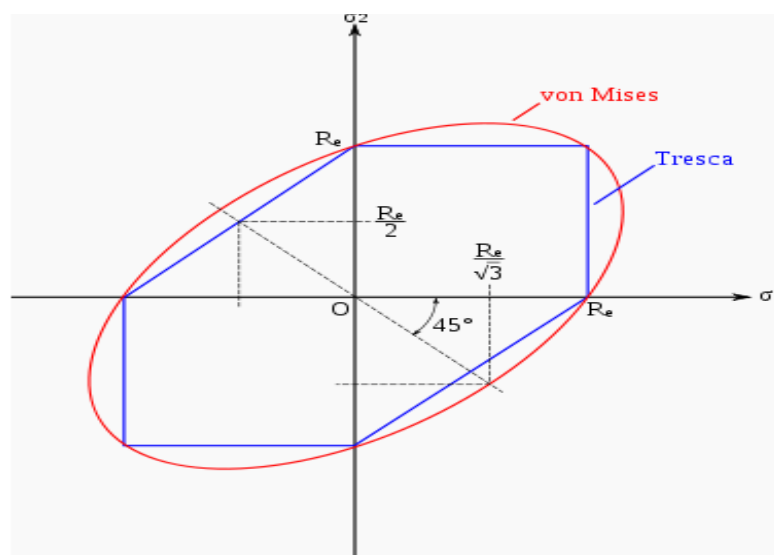


Figure IV.4 Critère de ruine Eurocode 3

A la fois l'Additif 80 et l'Eurocode 3 retiennent, pour leur part, la combinaison générale des trois contraintes principales, dite contrainte équivalente de **Von Mises**, pour établir leur critère théorique de ruine : (additif 80 Art4.1 P72)

$$\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2] < f_y^2$$

Pour les états plans de contraintes ($\sigma_3=0$), cette expression se réduit à :

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_2 \cdot \sigma_1 < f_y^2$$

Soit, en faisant intervenir les contraintes σ et τ régnant dans une même facette :

$$\sigma^2 + 3\tau^2 \leq f_y^2$$

Le tableau ci-dessous résume les contraintes limites de référence utilisées par les règles disponibles :

Tableau IV.1 : Les contraintes limites de référence

	CM 66	Eurocode 3
σ Contrainte longitudinale simple	$\sigma \leq \sigma_e$	$\sigma \leq f_y$
τ Contrainte de cisaillement simple	$\tau \leq 0,65 \sigma_e$	$\tau \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}}$
Combinaison de σ et τ	$\sqrt{\sigma^2 + 2,36\tau^2} \leq \sigma_e$	$\sigma^2 + 3\tau^2 \leq f_y^2$

L'Eurocode 3 introduit également, en matière de résistance des sections, deux évolutions notables par rapport aux règles antérieures :

- Pour les vérifications de résistance en traction au droit des sections nettes, sauf exception, la référence préconisée n'est plus la limite d'élasticité de l'acier mais sa limite de rupture, notée f_u ; on utilise, dans un tel cas, un coefficient partiel de sécurité différent, γ_{M2} , dont la valeur est fixée à 1,25.
- Lorsque, du fait de l'élançement géométrique des parois comprimées de la section, la ruine intervient par voilement local prématuré par rapport au critère élastique habituel, un calcul élastique de la résistance est toutefois maintenu, portant sur une section affaiblie, dite efficace ; on utilise, dans un tel cas, un troisième coefficient partiel de sécurité, noté γ_{M1} et dont la valeur est fixée à 1,10.

IV.5 Analyse des structures

V.I.5.1 Analyse élastique au premier ordre :

Cette analyse repose sur les hypothèses suivantes :

- Le comportement du matériau est supposé indéfiniment élastique et linéaire.
- Les déplacements de la structure sous les charges qui lui sont appliqués sont supposés négligeables par rapport aux dimensions géométriques.

Ainsi les effets des combinaisons pondérées des différentes charges appliquées peuvent être obtenus par simples superpositions linéaires des effets des cas élémentaires.

1. Effet du second ordre et chargement critique :

La manifestation première et élémentaire des effets de second ordre est le flambement des pièces comprimées une illustration très simple peut être donnée en comparant le comportement d'une barre idéalement rectiligne bi articulée soumise à une compression axiale et celui de la même barre supposée présenter une courbure préalable au chargement.

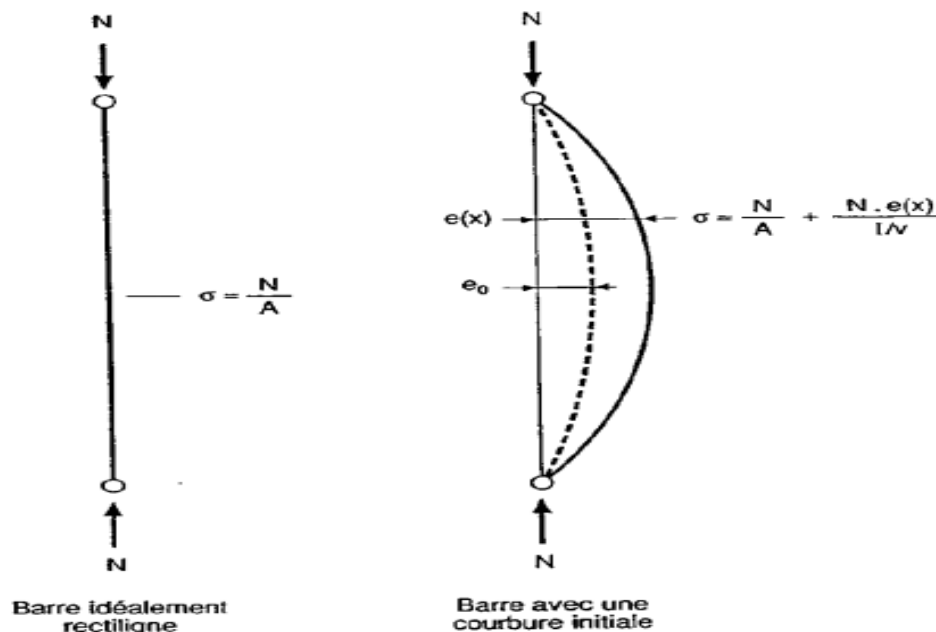


Figure IV.5 : Manifestation des effets de second ordre

Dans le premier cas la sollicitation dans la barre se réduit un effort normal constant et dans le deuxième cas le défaut de rectitude (dû aux charges transversales ou de moments) provoque dans chaque section l'apparition d'un moment de flexion additionnel. La conséquence pratique immédiate est que la ruine des barres comprimées intervient systématiquement par cumul de l'effort normal et des effets du second ordre et non par atteinte de la capacité de la section à l'effort normal.

L'analyse mathématique de l'équilibre d'une barre comprimée bi articulée permet de mettre en évidence une charge critique au-delà de laquelle l'équilibre au second ordre n'est plus possible, c'est la charge critique d'Euler :

$$N_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

Si $N > N_k$ le mécanisme d'amplification par la compression de la déformation latérale initiale n'ayant pas de convergence.

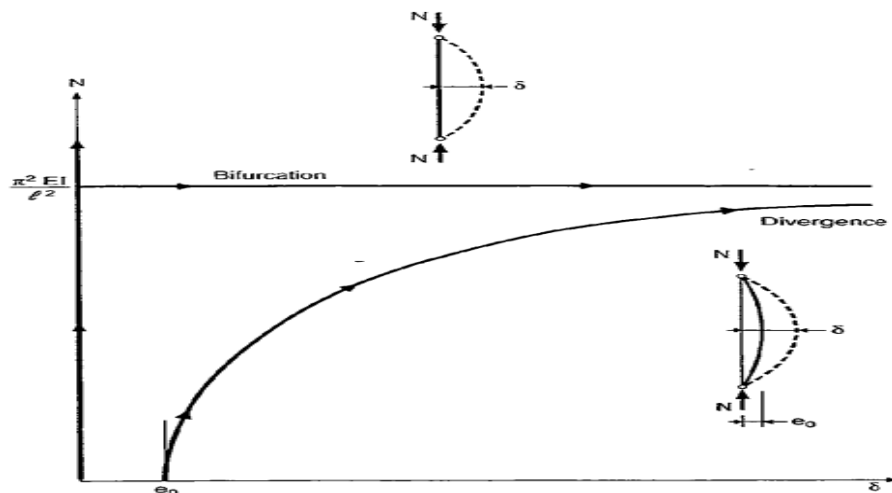


Figure IV.6 : Bifurcation et divergence d'équilibre d'une barre bi articulée

2. Prescriptions des règles de CM66 :

Le règlement CM66 ne comporte pas de prescriptions visant de manière spécifique les modalités de l'analyse de structure.

Ce n'est qu'au stade de la vérification de la stabilité des poteaux que l'on se trouve amené à distinguer deux types de structures :

- Les structures à nœuds fixes : la stabilité latérale est assurée extérieurement par une autre structure ou intérieurement au moyen d'une triangulation mettant en jeu des rigidités d'effort normal.
- Les structures à nœuds déplaçables : celles dont la stabilité latérale repose sur la mise en jeu des rigidités de flexion de leurs éléments et de leurs assemblages.

Dans le règlement CM66 le comportement des structures courantes à nœuds déplaçables reste valablement analysé par un calcul élastique de 1^{er} ordre dès lors que :

- Les déplacements latéraux restent cantonnés dans des limites raisonnables (article 3.9 recommandant de borner les déplacements en tête des poteaux au 1/200 de leur hauteur).
- La stabilité des poteaux est établie en considérant leurs longueurs de flambement tenant compte du caractère déplaçable des nœuds.

3. Prescriptions de L'Eurocode 3 :

En matière d'analyse de structure L'Eurocode 3 passe par une distinction entre :

- Les ossatures souples pour lesquelles des dispositions doivent impérativement être prises pour tenir compte des effets de second ordre.
- Les ossatures rigides qui, au contraire, peuvent valablement être analysées par un calcul au 1^{er} ordre.

L'Eurocode 3 fixe comme seuil de prise en compte des effets de second ordre, la valeur 0.1 du rapport entre V_{sd} la résultante verticale des actions pondérées appliquées et V_{cr} la valeur critique de la charge verticale obtenue par amplification de ce chargement pondéré :

$$\frac{V_{sd}}{V_{cr}} > 0.1$$

Pour les ossatures planes étagées composés de poutres et de poteaux encastrés, ce critère est à évaluer pour chaque étage, il peut être remplacé par l'inégalité :

$$\frac{V_{sd}}{H_{sd}} \cdot \frac{\delta}{h} > 0.1$$

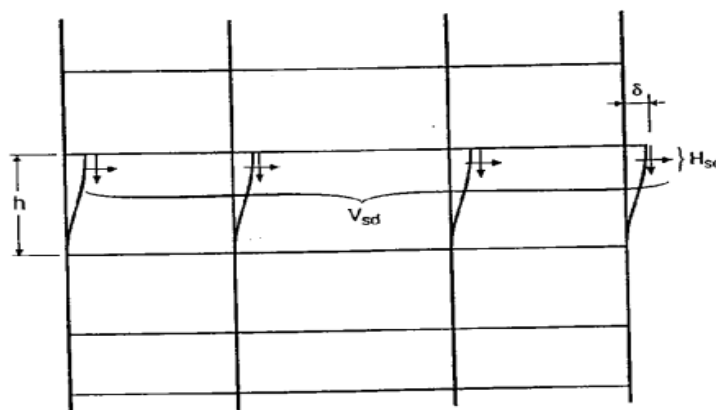


Figure IV.7 : Paramètre pour l'évaluation des effets du second ordre propres à un étage

Une troisième catégorie de structure est envisagée par Eurocode 3 : les structures contreventées pour lesquelles la stabilité latérale est assurée par un système de contreventement qui leur est extérieur et suffisamment rigide pour que l'on puisse juger qu'il équilibre l'ensemble des actions horizontales. Le règlement stipule que pour que cette condition puisse être jugée comme satisfaite ; le présent système de contreventements doit réduire au moins 80% les déplacements latéraux de l'ossature qu'il stabilise.

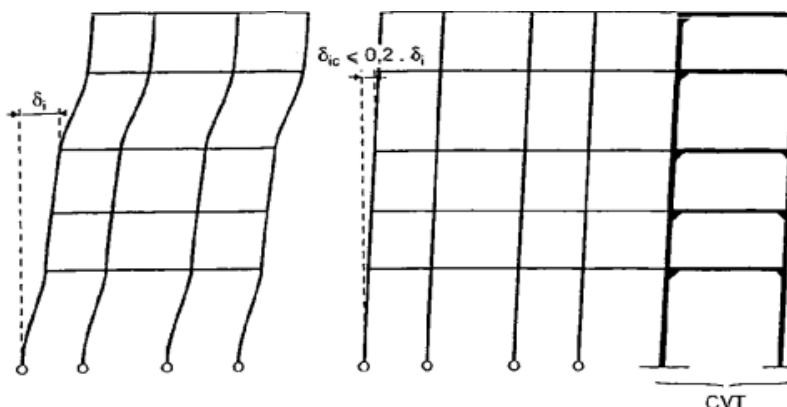


Figure IV.8: Efficacité requise pour le contreventement d'une ossature contreventée

4. Concept de rotule plastique :

Quand on applique un chargement croissant à une poutre, Après l'atteinte de la capacité

Plastique d'une première section et grâce à un accroissement de déformation plastiques dont celle-ci est le piège, se forme une rotule plastique cette dernière est localisée au droit des sections subissant des sollicitations égales à leur capacité plastique. Néanmoins, à chaque formation d'une rotule plastique, la modélisation de la poutre continue perd un degré d'hyperstaticité, ce qui entraîne finalement la ruine de la poutre.

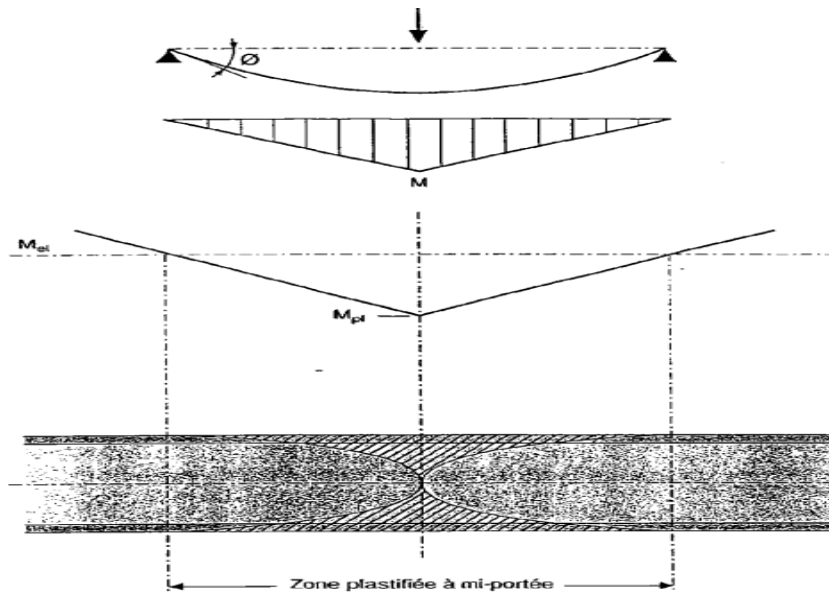


Figure IV.9: Manifestation de la rotule plastique

IV.6 : Généralités sur la résistance des sections

IV.6.1 Influence du voilement local sur la résistance des sections :

La quasi-totalité des sections utilisées en construction métallique peuvent être considérées comme un assemblage d'un certain nombre de parois planes dont chacune est délimitée soit par une autre paroi qui lui est orthogonale, soit par un bord libre.

Les rapports largeur sur épaisseur des parois des sections usuelles varient dans des proportions très importantes et lorsque ces parois sont sollicitées en compression, ceci à une incidence directe sur le niveau de la ruine. En effet, de manière systématique, cette ruine intervient alors par un phénomène d'instabilité, assimilable à un flambement, dans la direction normale à la paroi, des fibres longitudinales les moins bien maintenues par le ou les bords appuyés. Ce phénomène reçoit l'appellation de **voilement local de compression**.

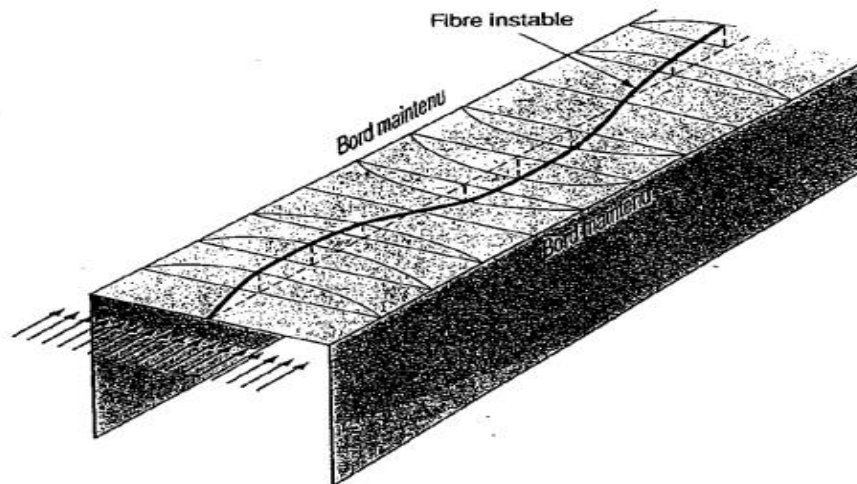


Figure IV.10 : Voilement local d'une paroi comprimée

Lorsque les parois présentent un rapport largeur sur épaisseur particulièrement élevé la ruine par voilement local peut intervenir très tôt avant même que le niveau apparent de contrainte dans cette paroi ait atteint la limite d'élasticité.

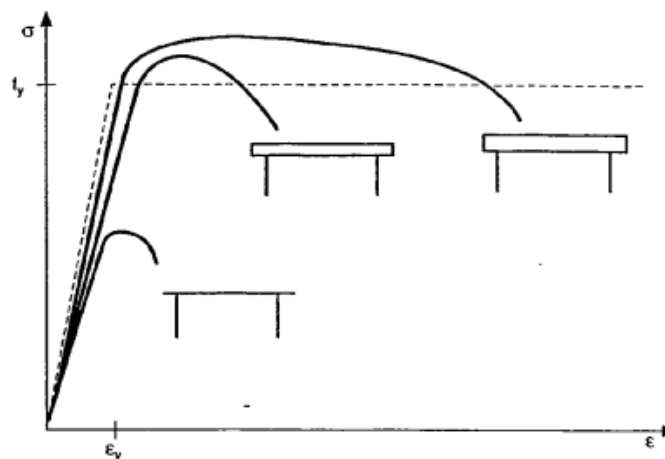


Figure IV.11: Influence de l'élancement de la paroi sur la courbe contrainte-déformations en compression

Dans les règles CM 66, le voilement local est exclu comme mode potentiel de ruine par le biais de limites impératives fixées à l'élancement géométriques des parois comprimées des sections.

Dans le cadre de l'Eurocode 3, il a été choisi au contraire de traiter tous les types de section du point de vue du degré d'incidence du voilement local de compression permettant la classification des sections transversales et l'établissement des règles de calcul pour chaque classe.

Quatre classes de section ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la moins performante). (5.5.2) déjà abordé dans l'Art IV.2 du présent mémoire

IV.6.2 La résistance des sections transversales :

Dans chaque section transversale, il convient que la valeur de calcul d'une sollicitation n'excède pas la résistance de calcul correspondante, et si plusieurs sollicitations agissent simultanément, il convient que leurs effets combinés n'excèdent pas la résistance pour cette combinaison.

1. La traction simple :

La traction est le mode de fonctionnement structural le plus simple pour un élément en acier. Elle permet d'exploiter totalement la capacité résistante du matériau car toutes les fibres de la section transversale sont soumises à une contrainte identique.

L'effort ultime dans une section transversale d'aire A est :

- $A \cdot \sigma_e$ pour le CM 66
- $\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{MO}}$ pour l'Eurocode 3

En pratique, les éléments doivent être attachés à leurs extrémités, le plus souvent par des assemblages boulonnés. Ceux-ci occasionnent deux perturbations de la distribution uniforme des contraintes, liées d'une part à la diminution locale de l'aire de la section résistante, d'autre part à l'excentricité éventuelle du barycentre des organes d'assemblage par rapport au centre de gravité de la section transversale.

Les perçages pratiqués dans les pièces pour installer les boulons constituent un affaiblissement de la section transversale. Le CM 66 préconise simplement de substituer dans la formule, l'aire de la section nette à l'aire de la section brute. On doit aussi examiner la possibilité que se développe une ligne de moindre résistance passant par des perçages non alignés.

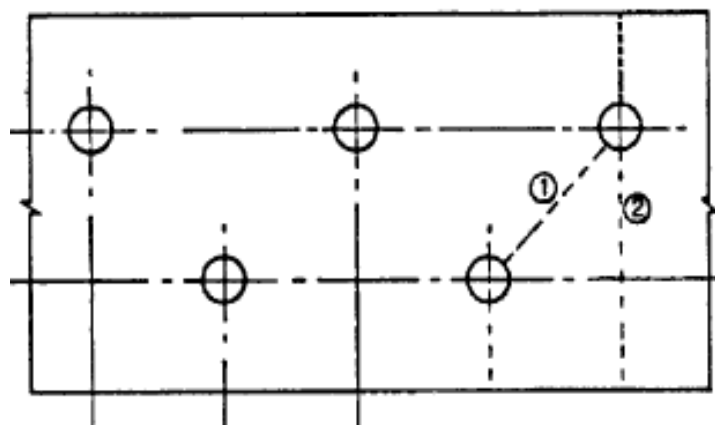


Figure IV.12: Trou et ligne de rupture 1 et 2

L'Eurocode 3 reprend la même définition de la section nette mais modifie également la contrainte de référence à considérer pour établir le critère de ruine. En section nette, on se limite à la limite de rupture f_u .

L'Eurocode 3 fixe l'effort normal admis d'une barre sollicitée en traction, à la plus petite des deux valeurs :

- Pour les boulons ordinaires :

$$N_u = \frac{0,9 A_{nette} f_u}{\gamma_{M0}}$$

- Pour les boulons HR :

$$N_{nette} = \frac{A_{nette} f_y}{\gamma_{M0}}$$

On compare l'effort normal maximal donné par les formules du CM 66 avec celui donné par les formules de l'Eurocode 3.

En section brute nous avons :

$$\frac{N_{CM 66}}{N_{EC3}} = \gamma_{M0} = 1,1$$

Le CM 66 est moins contraignant que l'Eurocode 3. Les sections calculées par le CM 66 seront moins importantes que celles calculées par le deuxième règlement.

2. L'effort normal :

✚ Selon CM66 :

Pour les pièces en compression, les règles du CM 66 proposent la vérification suivante :

$$k\sigma \leq \sigma_e$$

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Avec

✚ Selon Eurocode :

la vérification est la suivante :

$$N \leq N_R$$

Si $\bar{\lambda} < 0,2$ alors :

$$N_R = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Pour les sections de classe 1, 2 et 3}$$

$$N_R = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour les sections de classe 4}$$

Si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$ alors

$$N_R = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Pour les sections de classe 1, 2 et 3}$$

$$N_R = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour les sections de classe 4}$$

Synthèse

Les phénomènes de flambement sont déterminants pour la résistance des éléments comprimés en acier. L'Eurocode 3 propose une vérification qui fait abstraction de ces phénomènes pour les pièces présentant un élancement inférieur à 0,2.

Le CM 66 ne fournit pas ce type de seuil, la majoration des contraintes due au flambement intervient dès que l'élançement n'est plus strictement nul, cette majoration est négligeable pour les éléments courts.

Pour l'Eurocode 3, concernant les sections de classe 4, l'intervention du voilement local se traduit par l'introduction de la section efficace, et l'utilisation du coefficient partiel de sécurité γ_{M1} propre aux critères de ruine par instabilité.

3. L'effort tranchant :

On suppose ici que les phénomènes d'instabilités ne sont pas déterminants, c'est-à-dire que la résistance à l'effort tranchant n'est pas affectée par le voilement de cisaillement des parois

✚ Selon CM 66

Le CM 66 considère une répartition uniforme de la totalité de l'effort tranchant sur la hauteur de l'âme et la valeur maximale de la contrainte de cisaillement est limitée en fonction du critère de Caquot soit :

$$\tau = 1,54 \frac{T}{A_a} \leq \sigma_e$$

En cas de présence de trous dans l'âme du profil, il est admis de remplacer la section nette par la section brute.

✚ Selon L'Eurocode 3

L'eurocode 3 abandonne le calcul d'une distribution élastique des contraintes de cisaillement dans la section transversale, au profit de la définition d'une aire A_v dans laquelle il sera admis une contrainte de cisaillement uniforme égale à la valeur limite suivant le critère de Von Mises. La résistance plastique au cisaillement de la section a donc pour valeur :

$$V \leq V_{pl} = 0,58 \frac{f_y A_v}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{Pour les profilés laminés en I ou H}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f \quad \text{Pour les profilés laminés en U}$$

$$A_v = (h - 2t_f)t_w \quad \text{Pour les profilés reconstitués soudés}$$

Dans le cas où l'âme comporte des perçages pour fixation, la même règle que pour la traction est appliquée.

4. Flexion simple :

La flexion constitue la sollicitation dominante pour une grande majorité d'ossatures métalliques. L'évaluation de la résistance vis-à-vis des moments fléchissant revêt d'une importance particulière.

Le calcul purement élastique de cette résistance n'exploite qu'incomplètement les capacités du matériau puisque, par définition, seules les fibres les plus éloignées du centre de gravité sont soumises à une contrainte égale à la limite d'élasticité.

L'acier permet sans difficulté d'augmenter la sollicitation au-delà de ce seuil de résistance élastique : Les fibres extrêmes parcourent le palier de plasticité pendant que les contraintes augmentent dans les fibres internes. L'accroissement de sollicitations peut être ainsi poursuivi jusqu'à l'obtention d'un diagramme où toutes les fibres sont plastifiées. On atteint ainsi le seuil plastique.

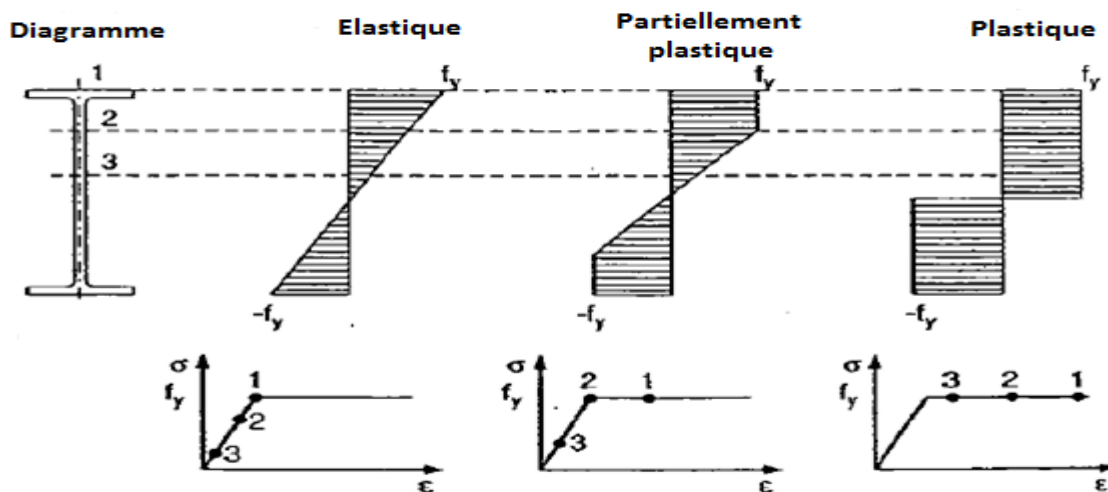


Figure IV.13 : Processus de plastification de la section

✚ Selon CM 66

Le CM 66 n'exploite pas les possibilités de plastification des sections et en reste à un comportement purement élastique : la limite de résistance est considérée atteinte lorsque la fibre la plus éloignée du centre de gravité atteint la limite élastique. Cependant, une faible incursion dans le domaine plastique est permise, sous forme d'une réduction de la contrainte extrême obtenue par la division par un coefficient d'adaptation plastique: ψ .

La valeur de ce coefficient est fixée, profil par profil de façon à ce que les déformations occasionnées permanentes de la fibre extrême ne dépassent 7,5% de la déformation élastique maximale admise.

La vérification est ainsi la suivante :

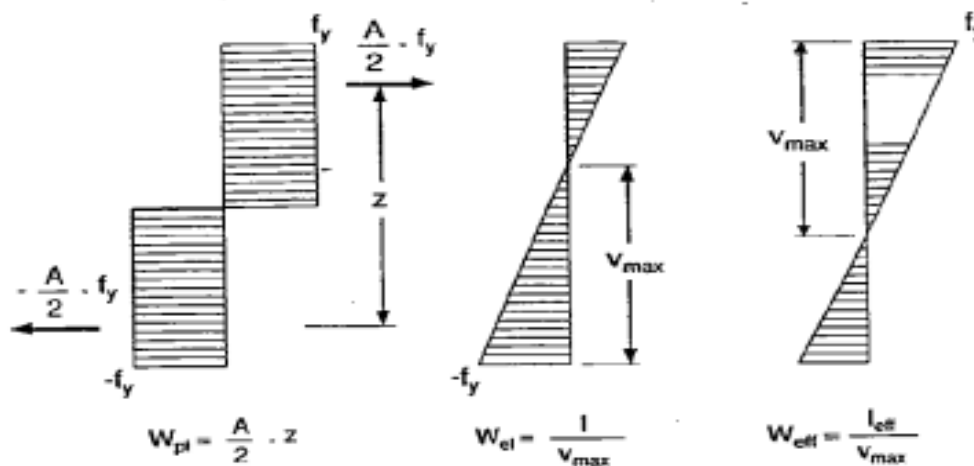
$$\frac{M}{I/v} \leq \sigma_e \psi$$

✚ Selon l'eurocode3

L'Eurocode 3, fait la distinction entre les différentes classes de sections, celles-ci ayant précisément pour objet de fixer la possibilité ou non d'exploiter le comportement plastique de l'acier.

Ainsi trois modules de résistance peuvent intervenir dans l'expression de ce moment résistant :

- module plastique W_{ply} : rapport entre le moment équilibré par le diagramme plastique bi rectangulaire et la limite d'élasticité de l'acier.
- module élastique W_{ely} : rapport de l'inertie de la section autour de l'axe de la flexion à la distance de la fibre la plus éloignée du centre de gravité.
- module élastique efficace W_{eff} : qui a la même définition que le précédent mais se rapporte à la section efficace prenant en compte le voilement local.



FigureIV.14 : Les différents modules de résistance

La résistance de calcul à la flexion d'une section transversale est la suivante :

$$M \leq M_R$$

Avec :

$$M_R = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Pour les classes 1 et 2}$$

$$M_R = \frac{W_{ely} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Pour la classe 3}$$

$$M_R = \frac{W_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Pour la classe 4}$$

Les capacités de flexion qui viennent d'être définies ne sont effectivement mobilisables autour de l'axe principal d'inertie maximale que dans la mesure où les éléments ne présentent pas de risques de déversement.

Lorsque l'élanement dépasse 0,4 la vérification est la suivante :

$$M \leq M_R$$

Avec :

$$M_R = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_w = 1$ Pour les classes 1 et 2

$\beta_w = \frac{W_{el}}{W_{pl}}$ Pour la classe 3

$\beta_w = \frac{W_{eff}}{W_{pl}}$ Pour la classe 4

Synthese :

Le CM 66 ne fixe pas de seuil pour la prise en compte du déversement. Dans l'Eurocode 3 en revanche, il est permis de faire abstraction du risque de déversement pour les tronçons suffisamment courts ; la limite correspond à un élancement réduit de 0,4.

5. La torsion :

Ni les règles CM66 ni l'eurocode 3 n'envisagent la vérification dans le cas des sections soumises à torsion.

Il est alors nécessaire de procéder à une analyse détaillée des contraintes développées dans les sections transversales et de leur appliquer les critères généraux de limitation le plus souvent en calculant une contrainte équivalente de type Caquot ou Von Mises.

Seuls échappent à cette difficulté les profils fermés circulaires, creux ou pleins pour lesquels les moments de torsion sont simplement équilibrés par des contraintes tangentielles, en chaque point de section transversale, ces contraintes sont proportionnelles à la distance au centre et perpendiculaires au rayon, ce mode de résistance est nommé torsion pur ou torsion de saint venant.

6. Les interactions entre les sollicitations combinées :

Les vérifications sous état de contraintes multiples sont à peu près exclues des règles du CM 66 et il n'est pas fourni d'expression générale visant la combinaison de contraintes d'orientations différentes. La vérification séparée des limites fixées aux contraintes normales et aux contraintes tangentielles est jugée suffisante pour les constructions courantes.

Les dispositions retenues par l'Eurocode 3 sont moins simplifiées. L'interaction entre sollicitations est prise en compte et est la règle générale, mais ne s'applique en pratique qu'au delà d'un certain seuil.

Influence de l'effort tranchant :

Quelle que soit la classe de la section il est considéré que la présence d'un effort tranchant V dans la section n'altère pas la résistance de celle-ci vis-à-vis de l'effort normal et des moments de flexion tant que cet effort tranchant n'excède pas 50% de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V \leq 0,5V_{pl}$. au delà de ce seuil, la contrainte limite admissible au cisaillement doit être réduite de :

$$(1 - \rho)f_y \text{ Au lieu de } f_y \text{ tel que } \rho = \left(\frac{2V}{V_{pl}} - 1 \right)^2$$

Le moment de résistance plastique se réduit à : $(W_{ply} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w}) \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

Dans les ossatures courantes, les efforts tranchants restent le plus souvent bien inférieurs au seuil fixé. L'introduction d'un seuil au-delà duquel la perte de résistance due à la présence de l'effort tranchant est négligée, permet de s'affranchir purement et simplement de toute interaction et simplifie les procédures de calcul.

Influence de l'effort normal :

L'Eurocode 3 traite de la question de l'interaction entre l'effort normal et/ou les moments de flexion selon la classe de la section transversale.

Pour les sections de classe 1 et 2, une solution implicite consiste à trouver une distribution de contraintes dans la section qui restent inférieures à la limite d'élasticité.

Pour les sections de classes 3 et 4, il s'agit de faire le cumul des ratios relatifs à l'effort normal et chacun des deux moments de flexion, qui doit bien sûr être inférieur à 1.

IV.7 Phénomènes d'instabilité

IV.7.1 Flambement :

1. Flambement simple :

Le flambement simple affecte les pièces soumises à la compression simple. Son étude est due à Euler.

La théorie d'Euler est fondée sur :

- Une poutre droite, bi-articulée à ses extrémités,
- Soumise à un effort de compression centré N , appliqué dans l'axe Ox ,
- Dont les dimensions transversales sont faibles en regard de la longueur (grand élancement).
- Dont les inerties sont maximale dans le plan zOx et minimale dans le plan yOx (voir figure).

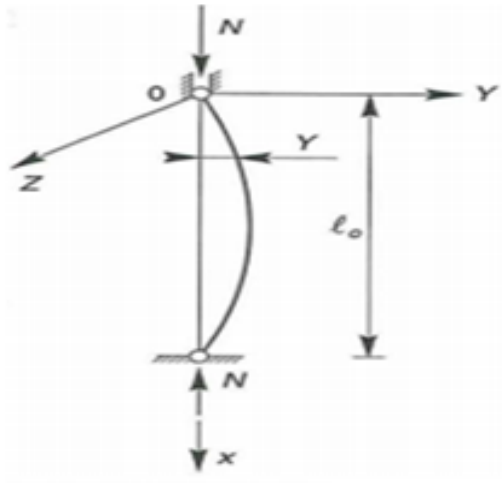


Figure IV.15 : Barre bi articulée flambée

L'analyse mathématique de l'équilibre d'une barre comprimée bi-articulée de longueur l_0 et d'inertie I , permet de mettre en évidence un niveau de chargement particulier tel que le flambement n'est plus possible, c'est la charge critique d'Euler.

$$N_k = \frac{EI\pi^2}{l_0^2}$$

Et la contrainte critique :

$$\sigma_k = \frac{E\pi^2}{\lambda^2}$$

Lorsque la charge appliquée atteint cette valeur, la barre n'offre plus de rigidité vis-à-vis de la déformation latérale.

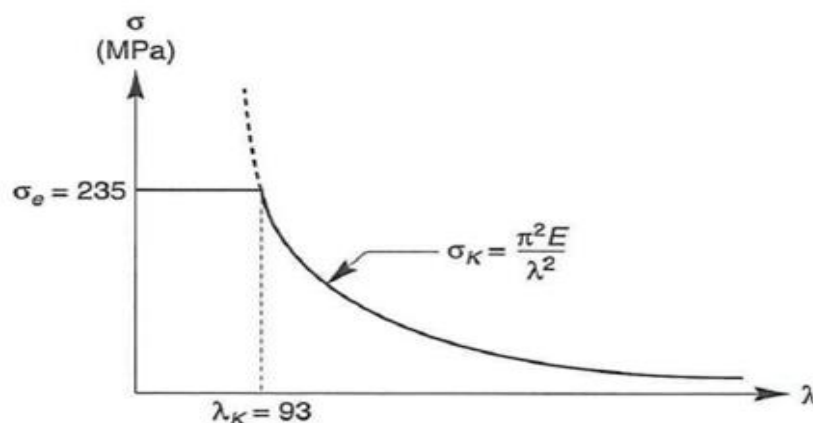


Figure IV.16 : La contrainte critique d'Euler

- Lorsque $\sigma_k > \sigma_e$ aucun risque de flambement n'est à craindre et la ruine survient pour $\sigma = \sigma_e$.

- Lorsque $\sigma_k < \sigma_e$, il y a ruine par flambement dès que $\sigma = \sigma_k$.

L'observation expérimentale du comportement réel des barres soumises à la compression simple apporte une confirmation imparfaite de la prévision fondée sur le modèle d'Euler. La ruine s'observe pour des efforts normaux inférieurs à la valeur critique théorique.

L'explication de ces discordances réside bien entendu dans le fait que la réalité diffère des hypothèses adoptées par Euler.

En effet :

- Les pièces après leur traitement en laminoirs et leur diverses manutentions et transports, ne sont pas rigoureusement rectilignes (défauts de rectitude)
- Leurs inerties ne sont pas constantes (tolérances de laminage)
- Les efforts normaux de compression et les appuis ne sont jamais rigoureusement centrés (défauts de centrage)
- Les poteaux, sur chantier, ne sont jamais parfaitement verticaux (tolérances de montage)
- Le module d'élasticité E de l'acier n'est pas vraiment constant, du fait des contraintes résiduelles de laminage (défauts d'homogénéité)

Ces cinq types de défauts, réels et inévitables, contribuent à affaiblir les éléments en raison des moments de flexion parasites qu'ils créent et qui majorent considérablement la contrainte.

Selon CM 66 :

La vérification est ainsi la suivante : (3.411)

$$\mathbf{k} \cdot \sigma \leq \sigma_e$$

Avec :

$$\mathbf{k} = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e}{\sigma_k}}$$

Selon L'Eurocode 3 :

Il distingue entre différentes familles de profils et même entre les axes de flambement. Il est clair en effet que les imperfections sont à l'origine du comportement élasto-plastique des barres réelles et sont largement conditionnées par le processus de fabrication de ces barres et que leur incidence sur la charge de ruine n'est pas identique suivant que le flambement s'effectue selon l'une ou l'autre des directions.

Tableau IV.2: Valeurs de α selon les courbes de flambement

(Tableau 6.1 P62)

Courbe de flambement	A	b	C	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

Dans l'Eurocode 3, la vérification est la suivante :

$$N \leq \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

Pour les sections de classe 1, 2 et 3 $\beta_A = 1$

Pour les sections de classe 4 $\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ Avec toujours } \chi < 1$$

$$\Phi = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\beta_A A f_y}{N_{cr}}} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

2. Flambement flexion :

De manière très fréquente dans les ossatures métalliques, la compression des barres s'accompagne de moment de flexion dû soit à des couples d'extrémité développés par des liaisons hyperstatiques avec d'autres barres soit à des charges transversales soit à une combinaison de ces deux possibilités. La prise en compte de l'interaction de deux sollicitations sur la stabilité des barres est donc essentielle.

 Selon le CM 66 : (Art 3,521)

La vérification est la suivante :

$$\sigma k_1 + k_f \sigma_f \leq \sigma_e$$

Avec :

$$k_f = \frac{\mu + \alpha}{\mu - 1,3}$$

$$k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3}$$

$$\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$$

$$\sigma_f = \frac{M_f}{\frac{I}{v}}$$

Les valeurs de α sont précisées en annexe (Tableau IV.2 P 83)

✚ Selon Eurocode 3 :

La formule de stabilité des barres comprimées et fléchies dans le plan de flambement adoptée par l'Eurocode 3 est constituée du cumul linéaire de deux ratios formellement très similaires, l'un relatif à l'effort normal et l'autre relatif à la flexion.

La vérification est la suivante :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Tableau IV.3 valeurs pour $N_{Rk} = f_y A_i$, $M_{,Rk} = f_y W_i$ et $\Delta M_{i,Ed}$

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

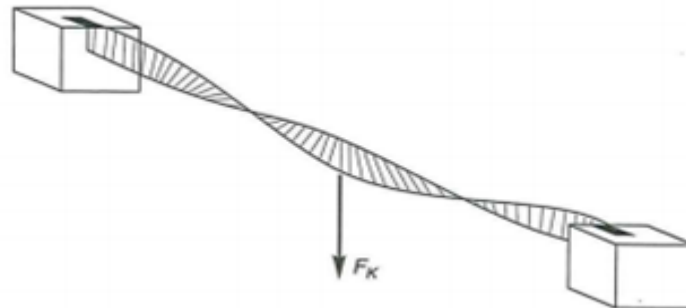
Pour les sections de classe 3, on substitue les résistances plastiques par les résistances élastiques des sections complètes. Pour les sections de classe 4, on les substitue par les résistances des sections efficaces.

Synthèse :

Contrairement aux règles du CM 66, la condition de stabilité pour l'Eurocode 3 ne couvre pas la résistance en section. La vérification de la résistance en section doit obligatoirement compléter celle de la stabilité.

IV.7.2 Le déversement en flexion simple :

Le déversement des pièces fléchies est le second phénomène d'instabilité élastique, après le flambement, avec lequel il présente une analogie certaine.



Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la rotation. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

✚ Selon CM 66 : (Art .3.611 P82)

La prise en compte de l'effet du déversement sur la résistance en flexion simple des poutres est assurée dans les Règles CM 66 par le biais d'un coefficient K_d d'amplification des contraintes.

Ainsi, le critère de stabilité au déversement est donc identique à celui adopté pour la stabilité au flambement en compression simple :

$$k_d \sigma_f \leq \sigma_e$$

Pour les poutres à âme pleine, le moment critique peut être approché par :

$$M_{cr} = \frac{h \pi^2 E I_z}{4 L^2}$$

Et la contrainte critique par :

$$\sigma_{cr} = \frac{h^2 \pi^2 E I_z}{4 L^2 I_y}$$

Cette contrainte est multipliée par :

$\frac{D-1}{1,3b}$: En fonction des dimensions et caractéristiques mécaniques de la pièce

C : qui dépend du diagramme des moments

B : en fonction du niveau d'application des charges

La contrainte de non déversement est alors :

$$\sigma_d = \frac{h^2 \pi^2 EI_z}{4 L^2 I_y} CB \frac{D-1}{1,3b}$$

La vérification du déversement n'est nécessaire que dans le cas où la contrainte de non-déversement est inférieure à la limite d'élasticité. Dans ce cas, la vérification est celle de la stabilité au flambement d'une pièce dont la limite d'élasticité est réduite à $(\sigma_e - \sigma_d)$ soit:

$$k_0(\sigma - \sigma_d) \leq \sigma_e - \sigma_d$$

Avec :

$$k_0 = \left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e - \sigma_d}{\sigma_k}\right) + \sqrt{\left(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e - \sigma_d}{\sigma_k}\right)^2 - \frac{\sigma_e - \sigma_d}{\sigma_k}}$$

D'où

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)}$$

Eurocode 3 :

La condition de stabilité au déversement des poutres fléchies est complètement calquée sur la condition de stabilité au flambement des barres soumises à la compression simple. À l'élancement réduit de flambement $\bar{\lambda}$ correspond l'élancement réduit de déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}}{M_{cr}}}$$

La vérification est ainsi la suivante :

$$M \leq \frac{\chi_{LT} \beta_w M_{pl}}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ et } \chi < 1$$

$$M_{pl} = f_y \cdot W_{pl}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) \beta_w = 1 \text{ (pour les classes 1 et 2)}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

Le coefficient α_{LT} permet, comme en flambement, de tenir compte de la variation de l'importance des imperfections en fonction des conditions de fabrication des profilés. Il ne retient que deux possibilités :

- Pour les sections laminées : $\alpha_{LT} = 0,21$
- Pour les sections reconstituées soudées : $\alpha_{LT} = 0,49$

Pour les sections de classes 3, on remplace le moment de résistance plastique M_{pl} par le moment de résistance élastique M_{el} de la section complète et M_{el} de la section efficace pour la classe 4.

La Vérification au déversement n'est pas nécessaire si l'élançement réduit est inférieure a 0.4 (Art 5.5.27)

IV.7.3 Voilement :

Si l'on soumet une plaque rectangulaire à une compression uniforme sur deux côtés opposés, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement. Il s'agit du phénomène de voilement, qui peut également apparaître sous un effort de cisaillement simple.

Les essais montrent également que les âmes, bien que voilées, résistent encore à des efforts additionnels. Autrement dit, le voilement ne conduit pas à une ruine rapide et brutale de ces pièces, ce qui en fait un phénomène finalement peu dangereux.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont possibles:

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

Les profilés laminés normalisés en construction métallique ne sont pas sujets au voilement, leurs âmes étant dimensionnées largement pour éviter tout risque à ce sujet. Seuls les profilés reconstitués peuvent être sujets au voilement. Leur vérification est régie par les règles CM66.

IV.8 Assemblages

La conception et le calcul des assemblages constituent une étape déterminant dans l'élaboration de la sécurité globale et locale de toute la structure. Il s'agit bien évidemment de points de passage obligés pour les sollicitations régnant et transitant dans les différents éléments et qui, en cas de défaillance de certains d'entre eux, mettent en cause le fonctionnement global de la structure.

Le CM 66 fournit des formules de calcul de la résistance ultime des assemblages et la contrainte de référence utilisée est généralement la limite d'élasticité de l'acier des constituants vérifiés.

L'Eurocode 3 vise la résistance ultime des assemblages mais la fonde généralement sur la limite de rupture des constituants vérifiés et l'affecte d'un coefficient partiel de sécurité spécifique.

Dans ce qui suit on va traiter les assemblages par boulons précontraints et par boulons ordinaires.

IV.8.1 Assemblages par boulons non précontraints :

Ce type d'assemblage est prévu pour être mis en œuvre avec un serrage non contrôlé : leur comportement au serrage ne fait l'objet d'aucune investigation particulière lors de leur fabrication.

Les classes de qualité disponible pour les boulons normaux sont : 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.6, 6.8, 8.8 et 10.9, les trois dernières classes étant les plus couramment utilisées.

1. Résistance aux efforts parallèles à l'axe de la vis :

Dans ce cas, les boulons assurent la transmission des efforts par simple traction. La vérification élémentaire de résistance consiste donc à assurer que les contraintes atteintes dans les vis restent à un niveau supportable. La section de moindre résistance est constituée par la partie filetée.

$\gamma_{MB} = 1.25$ pour la résistance au cisaillement.

$\gamma_{MB} = 1.50$ pour la résistance à la traction.

Nous avons ainsi la résistance de traction des boulons pour :

 **CM 66 :**

$$F_{t.RD} = \frac{\sigma_{red} A_S}{1,25}$$

A_S : l'air de la section résistante

 **Eurocode 3 :**

$$F_{t.RD} = 0,9 \frac{f_{ub} A_S}{\gamma_{MB}} \text{ avec } \gamma_{MB} = 1,5$$

L'Eurocode 3 contrairement au CM 66 ne fait pas référence à la limite d'élasticité dans le critère de ruine mais à la limite de rupture.

L'Eurocode 3 complète la limitation de la traction dans la vis du boulon par une condition visant le risque de poinçonnement de la tête du boulon de l'une des tôles assemblées :

$$B_{p.RD} = 0,6 \pi d_m t_p \frac{f_u}{\gamma_{MB}}$$

d_m : Diamètre moyen de la tête du boulon

t_p : Épaisseur de la tôle vérifiée

f_u : Limite de rupture de la tôle vérifiée

γ_{MB} : Valeur donnée par le tableau

Une telle condition n'a aucune chance d'être déterminante pour les assemblages normalement constitués. Le tableau qui suit donne, pour chaque diamètre, l'épaisseur minimale de la tôle pour que $F_{t.RD}$ soit inférieure à $B_{p.RD}$.

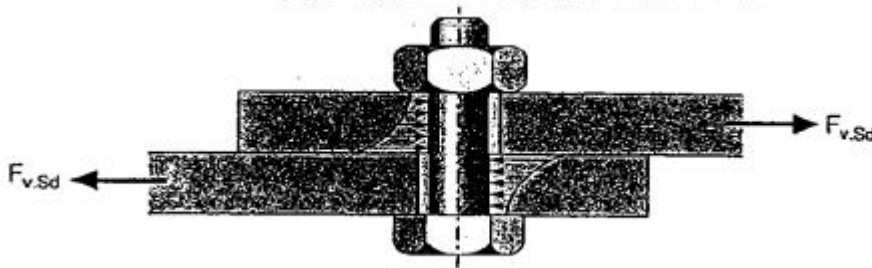
Tableau IV.4 : Epaisseurs minimales de la tôle pour que $F_{t.RD} < B_{p.RD}$

Diamètre (mm)	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Epaisseur minimale (mm)	5	6	7	8	9	10	11	12	13

En comparant la résistance de traction par boulon établie par le CM 66 et par l'Eurocode 3, on voit que l'Eurocode 3 est plus favorable que le CM 66 concernant le comportement des boulons normaux vis-à-vis de la traction.

2. Résistance aux efforts perpendiculaires à l'axe de la vis :

Dans ce cas, les assemblages travaillent par pression diamétrale exercée par les vis sur les pièces assemblées.

**Figure IV.17 : La pression diamétrale exercée par un boulon cisailé**

✚ CM 66 :

$$F_{V.RD} = \frac{\sigma_e A_S}{1,54}$$

✚ Eurocode 3 :

$$F_{V.RD} = 0,6 \frac{f_{ub} A_S}{\gamma_{MB}} \quad \text{pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8}$$

$$F_{V.RD} = 0,5 \frac{f_{ub} A_S}{\gamma_{MB}} \quad \text{pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9}$$

Ces trois formules concernent un plan de cisaillement.

Dans le cas d'assemblage de plus de deux pièces, la résistance pour un boulon est obtenue en multipliant les valeurs individuelles citées par le nombre de plans de cisaillement.

Dans les formules, il est possible de remplacer la section résistante de la partie filetée par celle de la section lisse, dès lors que les dispositions d'exécution sont prises pour que la tige lisse règne sur l'épaisseur de l'assemblage. Dans ce cas, pour l'Eurocode 3, quelque soit la classe, on vérifie que :

$$F_{V.RD} = 0,6 \frac{f_{ub} A}{\gamma_{MB}}$$

Pour les classes : 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9, l'Eurocode 3 utilise une contrainte de calcul plus faible pour la partie filetée de la vis (formage par écrouissage, sans traitement thermique) que pour la partie lisse de la tige (fût), ceci afin de prendre en compte la ductilité réduite de la partie filetée et son incidence possible sur la résistance au cisaillement.

La résistance en pression diamétrale constitue un deuxième critère de vérification. Elle vise la tenue locale des pièces sous la pression exercée par les tiges des boulons, dont l'acier est généralement beaucoup plus dur.

Selon le CM66

Pour le CM 66, la résistance à cette pression s'exprime sous forme d'une limitation de la pression exercée sur une surface conventionnelle égale au diamètre du boulon par l'épaisseur de la pièce :

$$F_{b,RD} = d \cdot t \cdot (3f_y)$$

Selon l'eurocode 3

Pour l'Eurocode 3, la résistance à la pression diamétrale prend en compte également une pression sur une surface conventionnelle égale au diamètre du boulon par l'épaisseur de la pièce mais introduit un coefficient α établi en fonction de la pince longitudinale et de l'entraxe des boulons :

$$F_{b,RD} = 2,5 \alpha f_u \frac{d t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right\}$$

Cette condition est complétée par des dispositifs constructifs imposant des valeurs minimales aux pinces longitudinales et transversales ainsi qu'aux entraxes entre boulons de manière à prévenir le risque de déchirure de la pièce depuis un perçage vers un bord libre ou entre perçages successifs.

Des valeurs maximales sont également imposées aux mêmes côtes pour garantir un contact convenable pour la maîtrise des risques de corrosion dans les entrefers.

CM 66 :

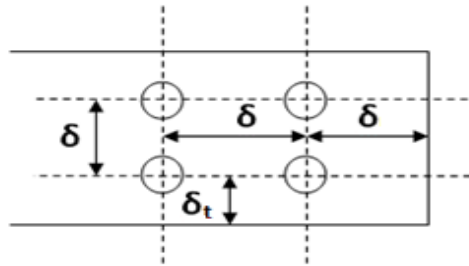


Figure IV.18 : Dispositions constructives imposées par le CM 66

File extérieure :

Pièces soumises aux intempéries et conditions favorisant l'oxydation :

$$3d \leq \delta \leq 7d$$

Pièces dans des conditions normales :

$$3d \leq \delta \leq 10d$$

File intérieure :

$$\delta \leq 30e_{\min}$$

Pince longitudinale :

$$\max \left(1,5d ; \frac{0,8T}{e\sigma_e} \right) \leq \delta_l \leq 4d$$

Pince transversale :

$$1,5d \leq \delta_t \leq 2,5d$$

Epaisseur des pièces :

$$d \geq e + 2\text{mm} \quad \text{si on a } e \leq 20 \text{ mm}$$

$$d \geq 22 \text{ mm} \quad \text{si on a } e \geq 20 \text{ mm}$$

Epaisseur totale :

$$\Sigma e \leq 4d$$

Eurocode 3 :

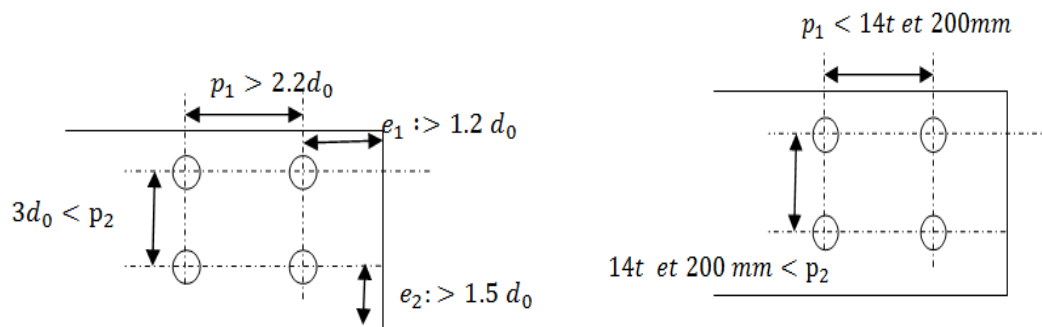


Figure IV.19 : Dispositions constructives imposées par l'Eurocode 3

Nous avons aussi :

$$e_2 \text{ et } e_1 < 12t \text{ ou } 150 \text{ mm}$$

3. Résistance aux efforts combinés :

La résistance des boulons à une combinaison d'efforts de traction et de cisaillement est établie à partir d'une formule d'interaction qui ne couvre pas la résistance vis-à-vis de chacune des composantes considérée seule. Il est donc important de vérifier, en premier lieu les critères définis précédemment pour les efforts parallèles et perpendiculaires à l'axe des vis.

Il faut vérifier que :

CM 66 :

$$\sqrt{T^2 + 2,36V^2} \leq A_s \sigma_{\text{red}}$$

Eurocode 3 :

$$\frac{V}{F_{V,RD}} + \frac{T}{1,4F_{t,RD}} \leq 1$$

La comparaison entre ces deux approches de l'interaction du cisaillement et la traction, montre que l'Eurocode 3 est plus défavorable que le CM 66, comme l'illustre le diagramme ci-dessous. Pour une valeur donnée de cisaillement sur l'assemblage, la traction admise est plus faible pour l'Eurocode 3 que le CM 66.

IV.8.2 Assemblages par boulons précontraints :

Ce type de boulons est fabriqué spécifiquement pour leur garantir une aptitude au serrage. Seules les classes de qualité 8.8 et 10.9 sont concernées et le marquage

spécifique «HR» figure impérativement sur chaque élément du boulon (vis, écrou et rondelles). L'identification «HR» distingue le boulon à haute résistance à serrage contrôlé des boulons normaux de classe de qualité identique.

Un bon assemblage par boulons HR demande que la tête de précontrainte ne doive pas être appliquée à sa valeur de calcul et nécessite une précaution des surfaces par brossage ou grenailage pour éliminer toute trace de rouille qui peut varier le coefficient de frottement.

1. Résistance aux efforts parallèles à l'axe des vis :

- Selon CM 66

Pour le CM 66, la précontrainte de calcul et l'effort limite de traction par boulon se confondent :

$$F_{t,RD} = 0,8A_s f_y = \frac{A_s f_y}{1,25}$$

Par rapport à un boulon non précontraint, la différence réside dans la contrainte de référence employée qui est systématiquement la limite d'élasticité minimale garantie.

- Selon l'eurocode

Dans l'Eurocode 3, l'effort limite de traction d'un assemblage par boulons précontraints ne fait pas l'objet d'une clause spécifique, seuls les assemblages précontraints sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des vis bénéficient d'un ensemble de règles explicites.

C'est là que l'on trouve définie la précontrainte à utiliser dans les calculs :

$$F_{p,Cd} = 0,7A_s f_{ub}$$

Et l'effort résistant en traction est identique à celui admis par un boulon ordinaire:

$$F_{t,RD} = 0,9 \frac{f_{ub} A_s}{\gamma_{MB}}$$

Tableau IV.5 : Pression diamétrale dans le CM 66 et dans l'Eurocode 3

Classe	CM 66		Eurocode 3	
	σ_{eb}	$\frac{F_{t,RD}}{A_s}$	f_{ub}	$\frac{F_{t,RD}}{A_s}$
10.9	900	720	1000	700
8.8	640	512	800	560

L'Eurocode 3 et le CM 66 donnent des résultats presque équivalents.

2. Résistance aux efforts perpendiculaire à l'axe des vis :

Les assemblages précontraints sollicités par des efforts perpendiculaires à l'axe des vis assurent la transmission des charges d'une pièce à l'autre grâce au frottement que la pression de précontrainte permet de développer entre les surfaces en contact.

La résistance au glissement par boulon et par plan de glissement s'exprime donc comme une fraction de l'effort de précontrainte.0

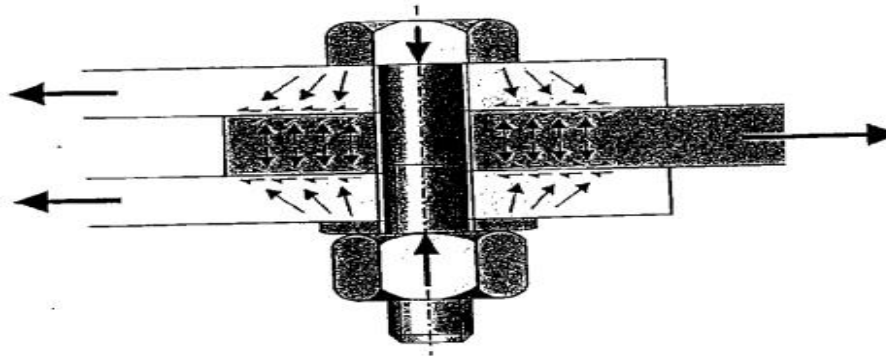


Figure IV.20 : Assemblage précontraint travaillant en frottement

✚ Selon le CM 66 :

$$F_{s,RD} = 1,1\mu(0,8A_s f_y)$$

μ est le coefficient de frottement propre à l'état de surface des parties en contact.

Le CM 66 prévoit deux types de surfaces :

- Surfaces simplement brossées : $\mu = 0,3$
- Surfaces préparées par assemblage ou au chalumeau ou par grenailage : $\mu = 0,45$

✚ Eurocode 3 :

$$F_{s,RD} = \frac{\mu(0,7A_s f_{ub})}{\gamma_{MS}}$$

À l'ELU $\gamma_{MS} = 1,1$

À l'ELS $\gamma_{MS} = 1,25$

L'Eurocode 3 prévoit quatre classes d'état de surface normalisée.

- $\mu = 0,2$ pour les surfaces nues et non traités
- $\mu = 0,3$ pour les surfaces nues traitées à la brosse ou au chalumeau
- $\mu = 0,5$ pour les surfaces nues traitées par grenailage ou sablage

• **Tableau IV.6: Résistance au glissement dans le CM 66 et dans l'Eurocode 3**

Classe	CM 66		Eurocode 3	
	σ_{eb}	$\frac{F_{s,RD}}{\mu A_s}$	f_{ub}	$\frac{F_{s,RD}}{\mu A_s}$
10.9	900	792	1000	560
8.8	640	563,2	800	448

L'Eurocode 3 est moins favorable que le CM 66 concernant le glissement.

3. Résistance aux efforts combinés :

✚ Selon le CM 66

Le CM 66 stipule que le coefficient de frottement doit porter sur la différence entre la précontrainte et l'effort extérieur de traction par boulon :

$$F_{s,RD} = 1,1\mu(0,8A_s f_y - T)$$

✚ Selon Eurocode 3

Pour l'Eurocode 3, il ne réduit de la précontrainte que 80% de l'effort de traction appliqué par boulon, une partie de cet effort est équilibrée par surtension des boulons et non par décompression des plaques :

$$F_{s,RD} = \frac{\mu(0,7A_s f_{ub} - 0,8T)}{\gamma_{MS}}$$

Synthèse

La comparaison entre ces deux approches de l'interaction du cisaillement et la traction, montre que le CM 66 est plus défavorable que l'Eurocode 3, Pour une valeur donnée de traction sur l'assemblage, le cisaillement admis est plus faible pour CM 66 que l'Eurocode 3.

Conclusion :

- ✚ On ce qui concerne la résistance on remarque que le CM66 est plus contraignant que EUROCODE3, la marge de plasticité autorisée par CM66 est négligeable par rapport à celle recommandé par EUROCODE3, en outre la condition de la flèche a tranché pour les deux règlements c'est elle qui donne dans la majorité des cas le profilé final.
- ✚ Le cisaillement est largement vérifié pour les deux règlements, cela peut être justifié par le fait que les profilés IPE ont été conçus essentiellement pour assurer une grande résistance à l'égard de l'effort de cisaillement.
- ✚ L'Eurocode3, qui peut s'apparenter à un règlement par « pondération des charges aux états limites », apporte cependant plus de rigueur et de cohérence et surtout une approche « semi-probabiliste » identique pour tous les matériaux. Mais, malgré l'harmonisation européenne des codes de charges, le nombre de combinaisons d'actions à considérer dans les vérifications de la sécurité des structures ne devrait pas diminuer par rapport aux CM 66.
- ✚ Le champ d'application des méthodes d'analyse, étendu aux domaines élastique et élasto-plastique, permet une meilleure appréhension du comportement des structures soumises aux actions extérieures et donc un dimensionnement optimisé en sécurité et en coût.
- ✚ Pour la conception des assemblages, l'Eurocode 3 bénéficie du progrès des connaissances et permet de traiter un assemblage comme un ensemble de « composantes » mises en parallèle ou en série, améliorant sa caractérisation en terme de rigidité et de résistance. Le domaine d'application s'étend aux assemblages à comportement « semi-rigide » et peut conduire à des conceptions de détail plus simples et plus économiques.
- ✚ Sur la notion de fatigue, peu prise en compte dans les CM 66, l'Eurocode apporte des données assez complètes et ajoute des règles sur le choix des nuances et les qualités d'acier, avec le traitement des risques de rupture fragile. Il devrait favoriser une meilleure adaptation aux conditions de réalisation et d'utilisation des ouvrages, notamment pour les constructions soudées
- ✚ Son incidence devrait être faible sur le poids des structures métalliques usuelles mais plus forte sur des structures spéciales où des méthodes d'analyse plus sophistiquées s'imposent. Certains aspects, comme les assemblages, devraient conduire à une simplification de la conception des structures et à un meilleur compromis coût/sécurité.
- ✚ Les spécifications indiquées dans l'Eurocode3 et le CM66 partagent un noyau inspiré de théories similaires (Euler pour le flambement, déversement). Cependant leurs politiques de vérification des éléments en acier sont très différents.

L'approche de l'Eurocode3 est la plus complexe des deux

A l'égard des différents comportements, l'Eurocode3 aide à mieux optimiser une structure mais présente des difficultés de calcul à la main.

l'Eurocode3 devrait être faible sur le poids des structures métalliques usuelles, mais plus forte sur des structures spéciales ou des méthodes d'analyse plus sophistiquées s'impose.



Chapitre 5 : **RPA 99 et Eurocode 8**

V-1-Introduction :

La réglementation de la construction est en perpétuelle évolution. Les techniques de mesure et de calculs ainsi que les retours d'expérience accumulés au fil des siècles permettent aux concepteurs de tenter d'anticiper un grand nombre de sinistres auxquels les bâtiments sont susceptibles d'être confrontés dans leur vie. Ces sinistres peuvent être de plusieurs natures : nature des matériaux, mise en œuvre, sollicitations d'exploitation ou bien encore naturelles comme le vent ou les séismes. La réglementation présentée concerne les bâtiments à risque normal, pour lesquels les conséquences d'un séisme sont limitées à la structure même du bâtiment et à ses occupants. L'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde d'un maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques doit aussi permettre de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques. Les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

V-2-Généralité sur RPA :

En Algérie, le premier code parasismique est paru après le séisme d'El Asnam 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisée est nommée le règlement parasismique algérien RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48 », et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999. Les REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 » se situe dans la continuité des documents précédents « RPA 81, version 1983 » et « RPA 88 » dont il garde la philosophie originelle. Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure. Cette actualisation tient compte également des leçons tirées des récents séismes survenus. Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu'international. Globalement, les préoccupations essentielles qui ont présidé à la présente révision qui est la deuxième sont les suivantes :

- Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière.
- Réponse aux questions et remarques des utilisateurs du RPA99 . - Valorisation de l'expérience acquise dans la pratique du génie parasismique - Harmonisation du RPA99 avec les autres DTR complémentaires (CBA93, CCM97, Maçonnerie, Fondations,...).

- Réorganisation du contenu du RPA selon un schéma de plus en plus utilisé dans les codes étrangers.
- Amélioration de la présentation du RPA en tant qu'outil de travail très utilisé.
- Les points qui ont été retenus pour révision se présentent comme suit :
 - Définir de manière plus précise l'objet du RPA
 - Préciser d'avantage le domaine d'application du RPA
 - Préciser les objectifs et les niveaux de protection parasismique recherchés pour les différentes catégories de constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA.
 - Décrire les principes de conception parasismique à respecter, préalablement à tout calcul (choix de site, implantation,...). - Revoir les différentes classifications (zonage sismique, sites et sols, catégories d'ouvrages). -.. Préciser davantage les critères de régularité en plan et en élévation des constructions.
- Identifier les systèmes structuraux en usage courant en Algérie.
- Préciser les critères de choix de la méthode de calcul des forces sismiques (méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale).
- Décrire la méthode statique équivalente avec les modifications apportées sur les différents paramètres.
- Décrire la méthode dynamique modale spectrale.
- Décrire les critères de sécurité à justifier pour que la structure soit réputée parasismique (système de contreventement, éléments secondaires et éléments non structuraux).
- Revoir les dispositions constructives relatives aux constructions en béton armé, en acier et en maçonnerie porteuse chaînée.
- -..Envisager un nouveau chapitre relatif aux fondations et murs de soutènement (fondations, liquéfaction, stabilité des pentes, murs de soutènement).

Un avant-projet de RPA révisé a été ainsi élaboré et soumis à un examen détaillé de la part d'un groupe de travail spécialisé regroupant des experts de bureaux d'études, de bureaux de contrôle, d'universités, d'entreprises et de représentants du Ministère. A l'issue d'une série de plus de trente réunions, le GTS a approuvé un document révisé de manière détaillée et comportant dix (10) chapitres et une (01) annexe. Les principaux points ayant fait l'objet d'une révision .

V-2-1 Evolution de règles parasismiques algériennes (RPA)

- 1978 : Version préliminaire du code parasismique algérien. - inspirée du code américain (UBC 73/76). - Les forces sismiques sont calculées à l'aide de la méthode statique équivalente
- 1981 : Edition de la première version du code parasismique algérien (RPA 81). Après le séisme d'El Asnam (M 7,2 / 10 octobre 1980) et mise en application par arrêté en parallèle avec le " PS-69 + compléments
- 1983: RPA – 81 (version 83) exclusivement
- 1984: Evaluation du RPA –81 (version 83) à la suite des résultats des études de Microzonage de Chlef.
- 1988: Révision du RPA – 81 (version 83) Réaménagement du document
- 1999 : Seconde révision du code - Modifications dans la méthode statique équivalente - Meilleure explicitation de la méthode dynamique :(méthode modale spectrale) - Chapitres « Matériaux » et « Fondations » individualisés - Version plus complète et mieux lisible.
- 2003 : Troisième révision suite au séisme de Boumerdes (M 6,8 / 21 mai 2003), portant la définition d'un Nouveau zonage sismique comme suit : Zone 0 pour la Sismicité négligeable, Zone I pour la Sismicité faible, Zones II a et II b pour la Sismicité moyenne et enfin la Zone III pour la Sismicité élevée .

V-2-2 Objectifs de RPA 99 Version 2003

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent.

à doter la structure : \Rightarrow d'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré , relativement fréquent

\Rightarrow D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour Permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare. Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère Puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

V-2-3 Domaine D'application

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes.

Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que : les constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage Même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques. Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de séismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

V-2-4 Conditions D'application

Les constructions auxquelles s'appliquent les présentes règles doivent satisfaire Concomitamment aux règles de conception, de calcul et d'exécution applicables.

Par ailleurs, au cas où les sollicitations issues d'un calcul aux effets du vent sont Plus défavorables, ce sont ces dernières qu'il y a lieu de prendre en considération pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, mais, en même temps, les dispositions constructives des règles RPA doivent être respectées

V-3-Généralité sur l'Eurocode8 :

En Europe, l'Eurocode 8 est le code officiel de conception et de calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Ce code comporte les recommandations pour le dimensionnement parasismique des Bâtiments, des Ponts et autres types de structures.

Les États-Unis d'Amérique et quelques autres pays, les Règlements utilisables comportent L'UBC (uniforme building code), et l'IBC (international building code),structures.

V-3-1 Les objectifs de l'Eurocode8

-

mise en œuvre , nécessaires pour assurer la compatibilité avec les règles de conception Les « Eurocodes structuraux » constituent un ensemble de normes concernant la conception structurale et géotechnique des bâtiments et des ouvrages de génie civil.

- Ils ne traitent de l'exécution. et du contrôle que dans la mesure où il est nécessaire d'indiquer la qualité des produits de construction et le niveau de qualité de la.

- Tant qu'un ensemble harmonisé. De spécifications techniques des produits et de méthodes d'analyse des performances n'est pas disponible, un certain nombre d'Eurocodes structuraux traiteront de certains de ces aspects dans des annexes informatives

V-4- classification des sites :

L'effet de site est le terme utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale. Ces effets se caractérisent généralement par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. Les effets de site sont dus effets topographiques, effet de piègeages d'ondes entre un rocher rigide et sols mous, et les effets lithologiques dans de fortes épaisseurs de sols mous

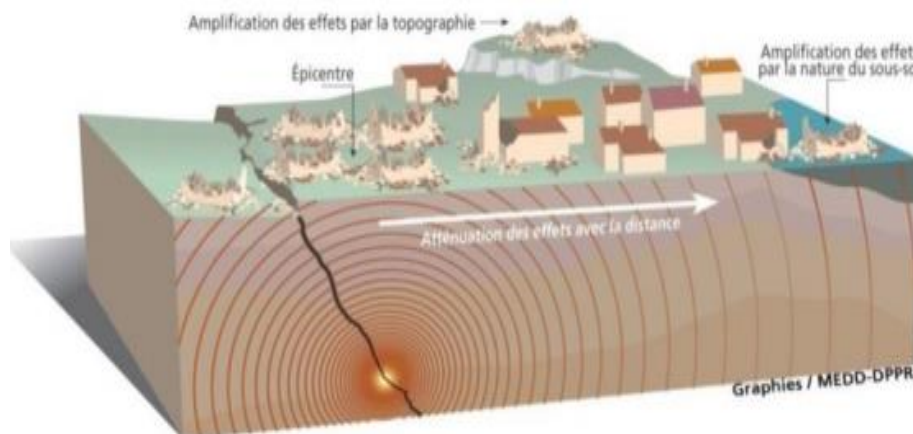


Figure V-1 Les différents effets de site.

La violence avec laquelle un tremblement de terre affecte un ouvrage ne dépend pas seulement de la sécurité parasismique de sa construction, mais également des propriétés du sol. Le sol joue un rôle important dans la construction parasismique. On remarque que lors d'un séisme, les bâtiments qui sont fondés sur rocher sont moins vulnérables que ceux qui sont fondés sur sol meuble (couche sédimentaire). En effet, l'effet d'une onde sismique peut être amplifié sous l'influence du site. Par exemple, le sol meuble se comporte comme un oscillateur qui amplifie l'excitation entre le sol et la base du bâtiment. La Figure V 2 présente un exemple sur la variation des amplitudes sismiques due à l'effet de site.

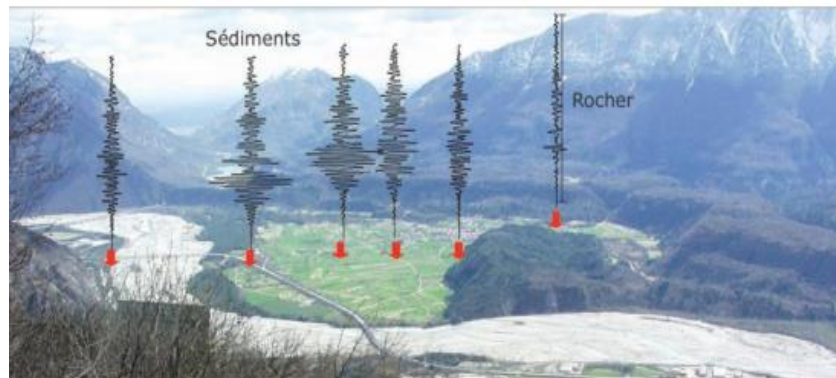


Figure V.2 : effet de site dans la vallée de Tagliamento (Italie) Amplitude et durée

Les deux codes prennent en compte les effets du site en introduisant différentes catégories de sites.

L'Eurocode 8 définit cinq principaux types de sol et deux types spéciaux avec un facteur de sol "S" pour chaque type, tandis que RPA99/v2003 considère quatre types S1, S2, S3 et S4 sans facteur de sol, ainsi que, les vitesses des ondes de cisaillement,

Pour L'Eurocode sont prises pour une profondeur de 30 m, tandis que pour RPA99/v2003 la profondeur est de 10 à 20 premiers mètres.

- **Selon RPA99/ v2003**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent. (RPA 99V2003 Art3.3 P23)

Tableau V -1 :Classification de site RPA99/V2003

Cat	Description	qc(Mpa)	N	Pl(Mpa)	Ep(Mpa)	qu(Mpa)	Vs(m/s)
S1	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400-<800
S3	Meuble	1.5-15	10-50	1-2	5-20	0.1-0.4	≥200-<400
S4	Très Meuble Ou Présence de 3m au moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100-<200

Avec :

qc : Résistance de pointe du pénétromètre statique.

N : Nombre des coups moyens non corrigés.

Pl : Pression limite du pressiomètre.

Ep : Module pressiométrique du pressiomètre.

qu : Résistance en compression simple.

Vs : Vitesse des ondes de cisaillement.

A chaque type de site est associé un spectre de réponse en accélération en considérant les périodes caractéristiques T1 et T2.

D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré dans le calcul de la force sismique à la base par le coefficient d'amplification dynamique D.

Ce coefficient est exprimé par la relation suivante (RPA99 V2003 Art 4.2.3 P34)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, donnée par le tableau

T : période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

hN: Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant .(RPA 99V2003 Art 4.2.4P43)

Tableau V.2 Valeurs du coefficient C_T

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09hN \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 5\%$ on a $\eta = 1$.

TableauV-3 : Valeurs de ξ (%) (RPA 99V2003 Art4.2.3 P35)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

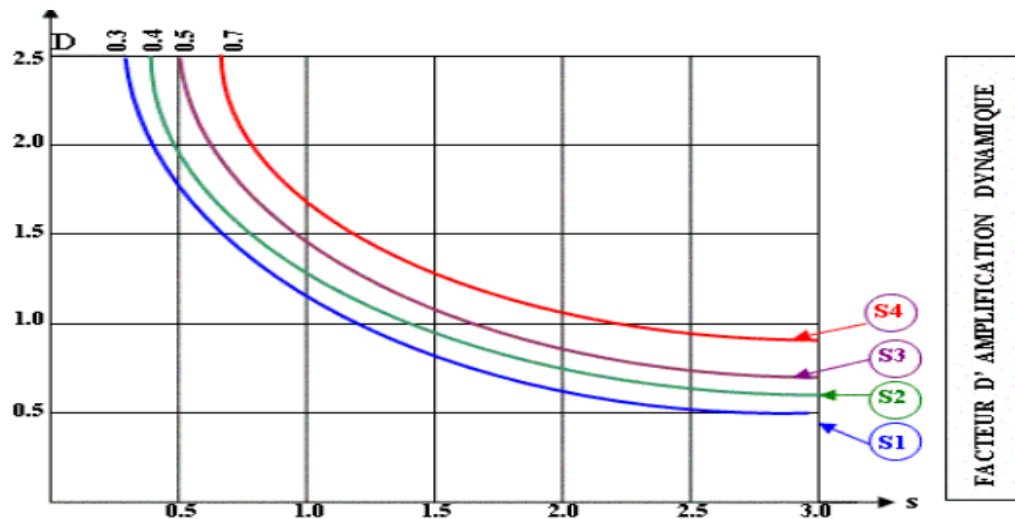


Figure V-3 : Coefficient d'amplification dynamique RPA 99/V2003(P36)

- Selon l'Eurocode8

L'Eurocode8 distingue Cinq (5) catégories de site normaux, de A (rocheux) à E (très souples), ainsi que Deux (2) catégories de sites spéciaux à S1 (très souples) et S2 (liquéfiable) devant faire l'objet d'investigations particulières. Le tableau de L'Eurocode8 ci-dessous désigne les 7 classes de sol.

Tableau V.4 : La classification des sites selon L'Eurocode8(3-1-2 P30)

Classe de Sol	Description	Paramètres		
		Vs(m/s)	N _{SPT}	CU
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle de plus 5 m de matériau moins résistant	>800	-	-
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360-800	>50	>250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180-360	15-50	70-250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	<180	<15	<70
E	Site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide			
S1	Site composé ou contenant une couche d'argile molle de plus de 10 m d'épaisseur	<100 Valeur indicatif)	----	10-20
S2	Site de sol liquéfiable d'argile sensible ou autre non compris précédemment			

Comme synthèse nous présentons un tableau qui fait ressortir la comparaison entre les deux règlements

Tableau V-5 : Comparaison de la classification des sites Entre RPA99/v2003 et l'Eurocode8

RPA 99/V2003		Eurocode 8	
Catégorie	Vs (m/s)	Catégorie	Vs.30(m/s)
S1	≥ 800	A	> 800
S2	$\geq 400 < 800$	B	360-800
		C	180-360
S3	$\geq 200 < 400$	D	< 180
		E	
S4	$\geq 100 < 200$	S1	< 100 Valeur indicatif)
		S2	

V -5-Les zones sismiques

Les cartes sismiques sont des documents portés à connaissance, qui visent à rendre Cartographiquement visible le risque. Elles se basent sur les données géologiques et géotechniques disponibles, et sur l'analyse des évènements récents et de l'histoire sismique quand elle existe. La Figure V.4 présente le zonage sismique de l'Algérie utilisé dans RPA 99/ v 2003 et comme exemple on présente le zonage de la France comme pays Européen

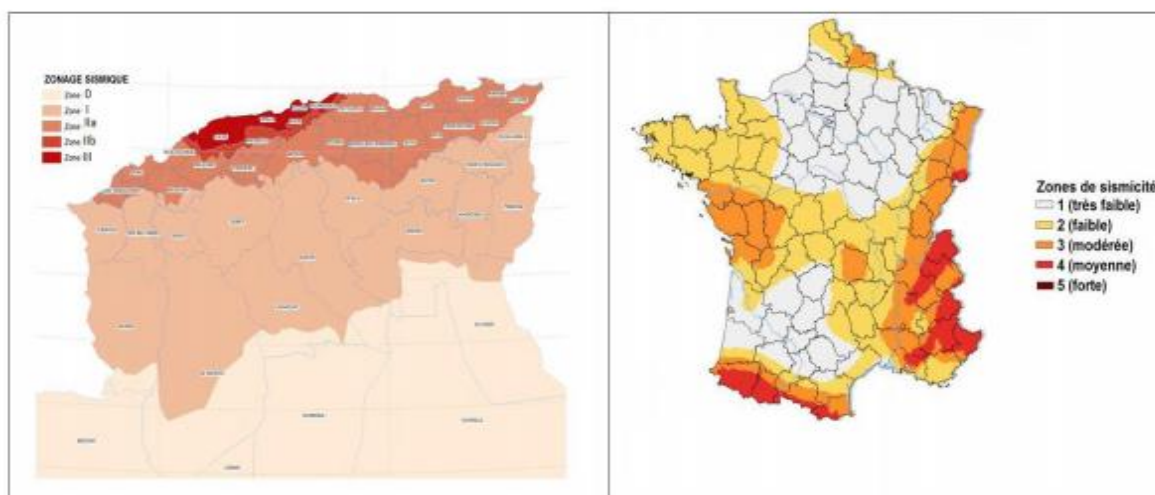


Figure V.4: Les cartes des zones sismiques de l'Algérie et de la France

On remarque que les recommandations de l'eurocode8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes cisaillement, en Sept (07) catégories. Par contre, RPA99/v2003 adopte quatre catégories seulement.

- **Selon RPA99/v2003**

D'après l'amélioration du RPA Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par communes (annexe 1 page 85 du RPA99/v2003)

Selon l'Eurocode 8 :

L'Eurocode8 définit 5 zones de sismicité qui se distinguent par la valeur de l'accélération de référence au niveau de sol. Le décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique nomme et hiérarchise les zones de sismicité du territoire.

Tableau V-8 : Comparaison des zones sismiques pour RPA99/v2003 et Eurocode8

RPA 99/V2003		EUROCODE 8	
Zone	Sismicité	Zone	Sismicité
Zone 0	Sismicité négligeable	Zone 1	Sismicité Très Faible
Zone I	Sismicité Faible	Zone 2	Sismicité Faible
Zone IIa	Sismicité Moyenne	Zone 3	Sismicité Modérée
Zone II b	Sismicité Moyenne	Zone 4	Sismicité Moyenne
Zone III	Sismicité Elevée	Zone 5	Sismicité Forte

D'après les résultats du tableau V-8 nous pouvons conclure que: Les zones sismiques Selon l'eurocode 8 et RPA sont classés en cinq zones.

Ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres dans L'Eurocode8. Cependant, dansRPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification desouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

V-6- Spectre de réponse

Le spectre de réponse représente la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée dans la pratique de l'engineering, car il décrit les caractéristiques fréquentielles du mouvement du sol de sorte qu'il soit directement appliqué dans l'analyse et le dimensionnement des structures. Le spectre de réponse du sol est obtenu en appliquant les mouvements du sol à la base d'oscillateurs à un degré de liberté, pour un taux d'amortissement donné, et de représenter sur un graphe la réponse maximale de l'oscillateur en fonction de sa fréquence naturelle ou de sa période naturelle .

C'est une représentation utile pour démontrer la période prédominante des mouvements sismiques.

- Selon le RPA 99 Version 2003

Les règlements parasismiques algériens (Art 4.3.3) définissent des spectres de réponse de calcul qui dépendent de la classe de risque des ouvrages, de la zone sismique et du site..... etc. Selon les règles parasismiques algériennes RPA (99/v2003), le spectre de réponse de calcul en fonction de la période T, se calcul à l'aide des relations suivantes :

$$S_a = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T_1}{T} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \frac{(1.25A)(Q)}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \frac{(1.25A)(Q)}{R} \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \frac{(1.25A)(T_2)^{2/3}}{3} \frac{(3)^{5/3}(Q)}{T R} & T > 3.0S \end{cases}$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (tableau V-9).

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité, donné par la formule.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de (5%)),
 $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$.

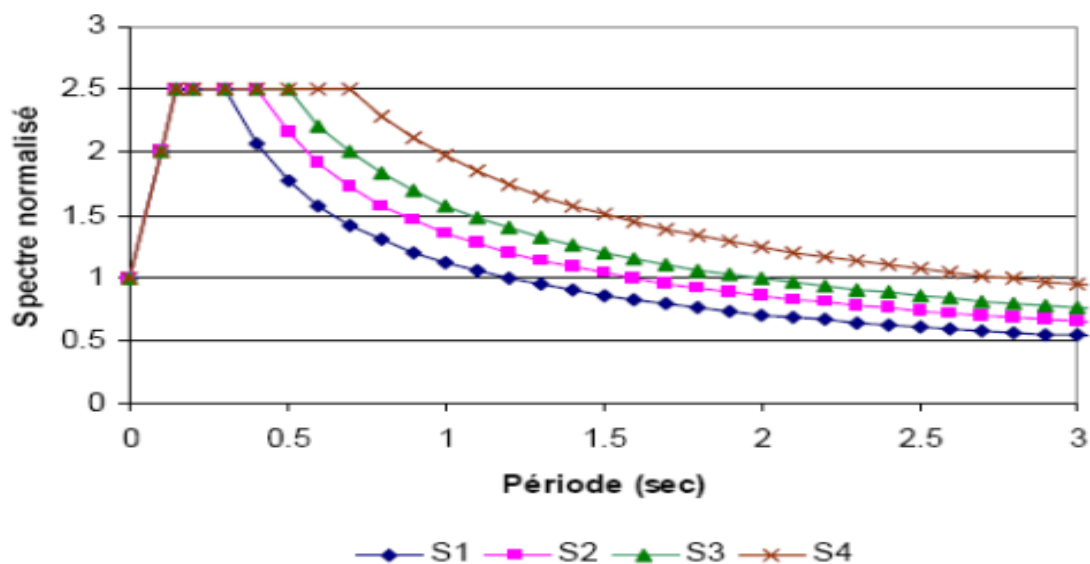
ξ : Pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau (V-3). T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, donnée par le tableau (V-10).

Tableau V-9 :Coefficient d'accélération de zone

Groupe D'usage	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V-10. Type de site en fonction des périodes de transition

Site	S1	S2	S3	S4
T1 (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2 (sec)	0,30	0,40	0,5	0,70



FigureV-5:spectre de réponse élastique normalisée pour les types de site

- Selon l'Eurocode 8

Dans le domaine d'application de L'eurocode 8, le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique»

a- Spectre de réponse élastique horizontal (EN 1998-1 Art. 3.2.2)

Le spectre de réponse élastique horizontal $S_e(T)$ pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes :

$$S_e(T) = \begin{cases} ag \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ ag \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 & T_B \leq T \leq T_C \\ ag \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ ag \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] & T_D \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Avec :

$S_e(T)$: Spectre de réponse élastique ;

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

ag : Accélération de calcul pour un sol de classe A ($ag = \gamma I \cdot ag_R$)

γI : Coefficient d'importance.

T_B : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_C : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_D : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

S : Paramètre du sol.

Les valeurs des T_B , T_C , T_D et S sont données par les Tableaux : (V-11) et (V-12).

η : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence. $\eta = 1$

Pour 5 % d'amortissement.

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux η peut être déterminée par l'expression :

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (2.6).$$

ξ : est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage. Il est donné par (EUROCODE 8 partie 1-Art3.2.2.2 page 34)

L'amortissement dans un matériau est conventionnellement introduit par un modèle visqueux. La valeur du taux d'amortissement critique ξ (en %) est :

2% : pour du béton précontraint et de la charpente métallique soudée,

3% : pour du béton non Armé,

4% : Pour la charpente métallique boulonnée,

5% : pour du béton Armé.

La Figure V-6 montre la forme du spectre de réponse élastique de l'EUROCODE 8.

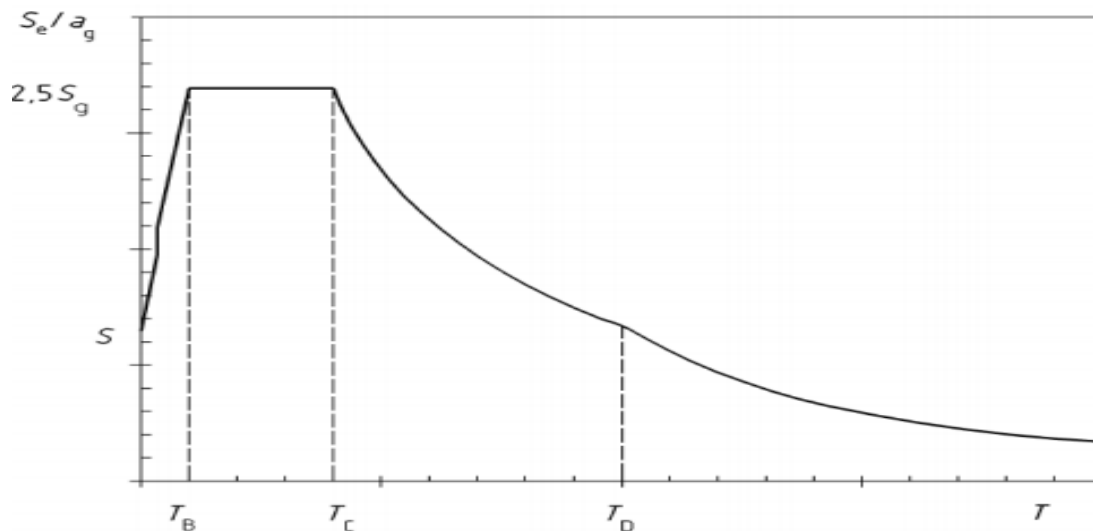


Figure V-6 : Forme du spectre de réponse élastique donné par l'Eurocode 8

Tableau V-11: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1

Classe de sol	S	Tg(S)	Tc (S)	Tp(S)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,12	0,6	2,0

Tableau V-12: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2

Classe de sol	S	Tg(S)	Tc (S)	Tp(S)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,3	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

b- Spectre de réponse élastique vertical

La composante verticale de l'action sismique doit être représentée par un spectre de réponse élastique $S_{ve}(T)$, calculé en utilisant les expressions suivantes :

$$S_{ve}(T) = \begin{cases} a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{TB} (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] & 0 \leq T \leq TB \\ a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 & TB \leq T \leq TC \\ a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{[TC]}{T} & TC \leq T \leq TD \\ a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{[TC \cdot TD]}{T^2} & TD \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Avec :

Les paramètres a_{vg} , TB , Tc , TD définissant la forme des spectres verticaux de réponse élastique. Ils sont donnés par le Tableau V-13

Tableau V-13 Valeurs recommandées des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique verticale.

Spectre	a_{vg}/a_g	Tg(S)	Tc(S)	TD(S)
Zone sismicité 5 (type 1)	0,90	0,05	0,15	1,0
Zone sismicité 1 à 4 (type 2)	0,45	0,05	0,15	1,0

La composante verticale de l'action sismique (EUROCODE 8 -) est considérée dans les calculs si a_{vg} est supérieure à $0,25 g$ ($2,5 \text{ m/s}^2$), dans ce cas il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique, dans les cas suivants :

- éléments de structure horizontaux ou presque de 20 m de portée ou plus ;
- éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long

- éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

C- Spectre de calcul pour l'analyse élastique :

En fait, le coefficient de comportement est une fonction de la période du mode fondamental. Pour lui conserver sa valeur constante, c'est le spectre élastique qui est modifié et transformé en spectre de calcul par la prolongation du plateau de la zone amplifiée jusqu'au point de période nulle et le relèvement de la branche descendante.

Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de calcul $S_d(T)$, doit être défini par les expressions suivantes

$$S_d(T) = ag \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_d(T) = ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_d(T) = \begin{cases} ag \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{[T_C]}{T} \\ \geq \beta \cdot ag \end{cases} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_d(T) = \begin{cases} ag \cdot S \cdot \frac{2,5 [T_C \cdot T_D]}{Q \cdot T^2} \\ \geq \beta \cdot ag \end{cases} \quad T_D \leq T$$

Où : ag , T_B , T_C , T_D et S sont définis en spectre de réponse élastique horizontal.

$S_d(T)$: est le spectre de calcul.

q : est le coefficient de comportement.

β : est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal.

La valeur de β recommandée est de 0.2

Tableau V-14: Comparaison des spectres de calcul du RPA99/v2003 et l’Eurocode8

Code	Les spectres de calcul
RPA99/v2003	$S_a = \begin{cases} \frac{1.25A}{T} (1 + \frac{T1}{R} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T1 \\ \frac{2.5\eta (1.25A) (Q)}{R} & T1 \leq T \leq T2 \\ \frac{2.5\eta (1.25A) (Q) (T2)^{2/3}}{R T} & T2 \leq T \leq 3.0S \\ \frac{2.5\eta (1.25A) (T2)^{2/3} (3)^{5/3} (Q)}{3 T R} & T > 3.0S \end{cases}$
Eurocode 8	$S_d(T) = \begin{cases} ag \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_n} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & 0 \leq T \leq TB \\ ag \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} & TB \leq T \leq TC \\ \begin{cases} ag \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{[TC]}{T} \\ \geq \beta \cdot ag \end{cases} & TC \leq T \leq TD \\ \begin{cases} ag \cdot S \cdot \frac{2.5 [TCTD]}{q T^2} \\ \geq \beta \cdot ag \end{cases} & TD \leq T \end{cases}$

En remarque que l’RPA99/v2003 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, similaire au 3eme spectre de l’Eurocode8 qui préconise trois spectres de réponse suivant le type de sol.

V-7- Estimation empirique de la période fondamentale

- selon le RPA 99/v 2003 (3)

La formule empirique qui est donnée dans le code parasismique algérien RPA 99/v2003 Art V.4 dont nous avons parlé précédemment et pour le calcul de la période fondamentale de vibration est :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau V.2.

Dans les cas n° 3 et 4 dans le Tableau V.2 (Valeurs du C_T), on peut également utiliser aussi la formule : $T = 0.09h_N \sqrt{D}$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Selon l'Eurocode 8

La période fondamentale d'un bâtiment doit être calculée pour chaque direction considérée par les méthodes suivantes :

Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration T des deux modèles plans du bâtiment, des expressions approchées basées sur les méthodes de dynamiques des structures (par exemple, méthode de Rayleigh) peuvent être utilisées.

Pour les bâtiments jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de T (en s) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_t H^{3/4} \text{ Où :}$$

$C_t = 0,085$ portiques spatiaux en acier

$C_t = 0,075$ portiques spatiaux en béton & ossature acier à triangulation excentrée

$C_t = 0,050$ autres structures

H : est la hauteur du bâtiment, depuis les fondations ou le sommet d'ensoubassement rigide.

Par ailleurs, la valeur de C_T dans l'expression précédente pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie, peut être prise égale à :

$$C_T = 0.075/\sqrt{AC}$$

Où

$$AC = \sum [A_i \cdot (0.2 + (l_{wi}/H))^2]$$

AC : Est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment en m^2 ;

A_i : est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en m^2 .

l_{wi} : Est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m , sous la condition que l_{wi}/H ne dépasse pas 0.9

Tableau V-15 : Comparaison des périodes entre le RPA 99 et l'eurocode 8

Typologies Code	PBA	PA	PBA/RM	PA/RM	PAE	VBA/M
RPA 99/v2003	$T = C_T h_n^x$		$T = \min (C_T h_n^{3/4} ; 0,09 h_N \sqrt{Dxy})$			
	Valeur de C_T		Valeur de C_T			
	0,075	0,085	0,05			
EUROCODE 8	$T = C_T H_n^x$					
	Valeur de C_T					
	0,075	0,085	0,075	0,085	0,075	0,05 $0,075 \sqrt{Ac}$

Les différentes typologies des structures sont définies comme suit :

PBA : Portique en béton armé sans remplissage en maçonnerie.

PA : Portique en acier sans remplissage en maçonnerie.

PBA/RM : Portique en béton armé avec remplissage en maçonnerie

PA/RM : Portique en acier avec remplissage en maçonnerie..

PAE : Portique en acier à triangulations excentrées.

VBA/M : Voile en béton armé ou murs en maçonnerie.

D'après les deux règlements nous constatons que les formules empiriques diffèrent d'un règlement à un autre et sont généralement fonction de type de structure, La formule de calcul de la période fondamentale.

$T = C_T H_n^x$ est utilisée dans les deux codes

V-8 Classification des ouvrages selon leur importance

Les bâtiments sont classés selon leur importance croissante du point de vue de la sécurité des biens et des personnes et du point de vue leur importance économique. A chaque catégorie d'importance correspond un coefficient multiplicateur des sollicitations sismiques afin de prendre en compte l'importance du bâtiment dans sa protection.

Le RPA99 /v2003 (Art - 3.2 P19) et l'EUROCODE 8 (Art - 4.2.5) P44 classent les ouvrages en plusieurs catégories selon leurs importances.

Les définitions des catégories d'importance sont indiquées dans les Tableaux (V-16, V-17 et tableau V-18).

Tableau V-16 Classification des ouvrages selon le RPA 99/v2003.

Groupes	Bâtiments
1A	Ouvrages d'importance vitale <ul style="list-style-type: none"> • Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques. • Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours et (ou) de défense nationale • Bâtiments des établissements publics de santé... etc.
1B	Ouvrages de grande importance Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (mosquée, université, constructions sportives...)
2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne <ul style="list-style-type: none"> - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. - Parking de stationnement public...
3	Ouvrages de faible importance Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faible valeur. Bâtiments à risque limité pour les personnes Constructions provisoires

Tableau V-17 Classification des ouvrages selon l'Eurocode8.

Catégorie d'importance	Bâtiment
I	- Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles,..... etc
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institution culturelle
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques

D'après les tableaux V-16, V-17 nous pouvons conclure que: L'Eurocode8 et leRPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories.

La différence réside de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base L'EUROCODE 8 , considère ce paramètre par le coefficient d'importance.

Par contre RPA99/v2003 le considère en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est. Coefficient d'accélération des zones.

V-9-Méthodes de calcul sismique

V-9-1 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

L'action sismique est la traduction en « données d'entrées » physiques permettant de décrire le phénomène sismique. Il s'agit des méthodes du calcul par nature simplifiées pour décrire la complexité du phénomène.

Le tableau V-18 ci-dessous compare les méthodes de calculs sismiques pour les deux règlements considérés.

Tableau V-18 Comparaison des Méthodes de calcul de la force sismique

Codes	Méthodes de Calcule
RPA99/2003	D'après RPA99/v2003 (Art 4.1), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes : <ul style="list-style-type: none"> • méthode statique équivalente ; • méthode d'analyse modale spectrale ; • méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes
EUROCODE 8	D'après L'Eurocode 8. (Art 4.2.3et Art 4.3.3.1) propose plusieurs méthodes de calcul réparties en deux familles : les méthodes linéaires équivalentes et les méthodes non linéaires. <ul style="list-style-type: none"> . Méthode d'analyse par forces latérales. . Méthode d'analyse modale spectrale ; . Analyse statique non linéaire (en poussée progressive) ; . Analyse temporelle linéaire. . Analyse temporelle non linéaire par intégration directe

V-10- Actions sismiques

V-10-1 force sismique totale selon RPA99/v2003

Les forces sismiques seront déterminées en fonction de la catégorie du bâtiment, Les périodes propres de ces modes fondamentaux, les facteurs de comportement et de qualité et du poids propre total de la structure.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

RPA99/v2003 (art 4, 2, 3).

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

Avec : V : Effort tranchant sismique à la base ;

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : facteur d'amplification dynamique ;

R : coefficient de comportement global de la structure.

La valeur de R est donnée par(Le tableau 4.3RPA99 Version 2003) en fonction de système de contreventement.

Q : facteur de qualité. Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\Sigma Pq$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/v2003).

W : poids total de la structure, il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W=\Sigma W_i$$

Avec : $W_i=WG_i+\beta wQ_i$

WG_i : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires de la structure.

WQ_i : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99 version 2003 page 44).

a- Distribution de la résultante des forces selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = Ft + \Sigma F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure (figure V-6), permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, sa valeur ne dépassera en aucun cas 0,25 V, et déterminée par :

$$F_t = \begin{cases} 0,07 TV & T > 0,7 \text{ s} \\ 0 & T \leq 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$$F_i = \frac{(V - Ft)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j}$$

Où :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i .

H_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : Niveau d'un plancher quelconque.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

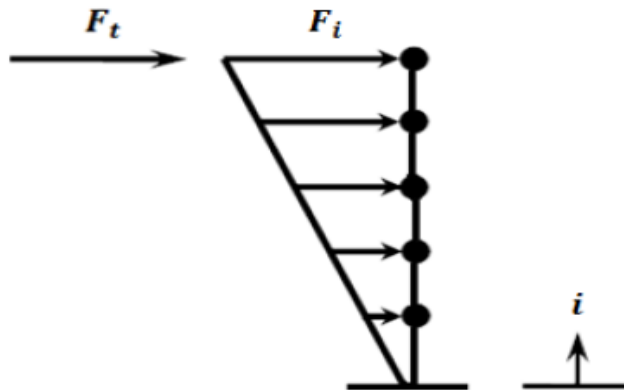


Figure V-7 Distribution de la résultante des forces sur les différents niveaux

b- Distribution horizontale des forces sismiques

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum F$$

Dans le cas de structures comportant des planchers rigides dans leur plan, il est distribué aux éléments verticaux de contreventement proportionnellement à leurs rigidités relatives.

V-10-2 la force sismique totale selon l'Eurocode 8

L'action sismique est représentée dans «la méthode de la force latérale», elle peut être appliquée aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale, et les critères de régularité en plan et en élévation doivent être remplis (paragraphe 4.2.3.2 et 4.2.3.3). et la condition données en (Art-4.3.3.2.1 (2-a) de l'EN 1998).

a- Effort tranchant à la base de la structure

L'effort tranchant sismique à la base F_b , doit être déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle, le bâtiment est analysé, au moyen de l'expression suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Où : $S_d(T_1)$: ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 ;

T_1 : est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;

m : est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide :

$$m = \sum G_i + \sum \psi_i Q_i$$

Où : G_i : Les différentes composantes du poids propre ;

Q_i : Les différentes charges variables ;

ψE_i : La portion permanente de ces charges variables.

ψE_i est calculé comme le produit de deux coefficients ψ_2 , et ϕ donnés par les Eurocodes EN 1990, EN 1991 et EN 1998.

λ : le coefficient de correction.

b- Distribution des forces sismiques horizontales

- Les modes fondamentaux dans les directions d'analyse horizontales du bâtiment peuvent être calculés à l'aide de méthodes de dynamique des structures ou peuvent être déterminés approximativement en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur du bâtiment.
- Les effets de l'action sismique doivent être déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i à tous les étages :

$$F_i = F_b \frac{S_i \cdot m_i}{\sum S_j \cdot m_j}$$

Où : F_i : Ordonnée est la force horizontale agissant au niveau i ;

F_b : Est l'effort tranchant à la base obtenu par la relation précédente

S_i, S_j : Sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental ;

m_i, m_j : Sont les masses des niveaux

- Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales F_i doivent être pris comme donné par l'expression : (10)

- $$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_j m_j}$$

- Où : Z_i, Z_j : sont les hauteurs des masses m_i, m_j , au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (fondations ou sommet d'un soubassement rigide).

V-10-3 Comparaison des actions sismiques

a-calcul de l'effort tranchant à la base

Le tableau ci-dessous compare les actions sismiques pour les deux règlements considérés.

Tableau V.19 comparaison des expressions des forces sismiques

RPA 99/V2003	Eurocode 8
$V = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$	$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$

b-Distribution des forces sismiques

Les forces sismiques à la base (V, F) doivent être distribuées sur la hauteur de la structure pour les deux codes selon les formules indiquées sur le tableau V.20 suivants :

Tableau V.20 Distribution des forces sismiques

RPA 99/V2003	Eurocode 8
$V = F_t + \sum F_i$ <p>La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0,25 V.</p> $F_t = \begin{cases} 0,07 T & T > 0,7 s \\ 0 & T \leq 0,7 s \end{cases}$ <p>T : Période fondamentale de la structure.</p> $F_i = (v - F_t) w_i h_i$ $\sum w_j h_j$ <p>Où :</p> <p>F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.</p> <p>h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i.</p> <p>h_j : niveau d'un plancher quelconque.</p> <p>W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j.</p> <p>Distribution horizontale</p> <p>L'effort tranchant au niveau de l'étage k :</p> $V_k = F_t + \sum F_i$	$F_i = F_b \frac{S_i \cdot m_i}{\sum S_j \cdot m_j}$ <p>Où :</p> <p>F_i : ordonnée est la force horizontale au niveau i ;</p> <p>F_b : est l'effort tranchant à la base obtenu par la relation</p> <p>S_i, S_j : sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental ;</p> <p>m_i, m_j : sont les masses des niveaux.</p> <p>Si on considère la déformée linéaire, on a</p> $F_i = F_b \frac{Z_i \cdot m_i}{\sum Z_i \cdot m_i}$ <p>Où :</p> <p>Z_i, Z_j : sont les hauteurs des masses m_i, m_j, au-dessus du niveau d'application de l'action sismique.</p>

Conclusion :

Pour le calcul de la force sismique l'Eurocode 8 utilise la méthode d'analyse par forces latérales, alors que RPA99/V2003 utilise la méthode statique équivalente .

la méthode d'analyse modale spectrale est adoptée par les deux codes.

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise cinq méthodes Par contre, RPA99/v2003 utilise trois méthodes .

Les deux codes parasismiques définissent presque de la même manière les masses sismiques qui sont égales à l'ensemble de charge permanente plus une fraction des charges variables, et cette fraction dépend du type de l'ouvrage

Cependant il existe certaines différences à noter :

- Les zones sismiques Selon l'Eurocode 8 et RPA sont classés en cinq zones.

Ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres dans L'Eurocode8 Cependant, dans RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

- Eurocode8 préconise trois spectres de réponse suivant le type de sol. Par contre le RPA99/v2003 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, similaire au 3eme spectre de l'EUROCODE 8.
- D'après les différents règlements nous constatons que La formule de calcul de la période fondamentale est utilisée dans les deux codes.
- Selon le RPA99/v 2003 La détermination du coefficient d'amortissement dépend de type de structure et la nature des matériaux alors que l'EUROCODE 8 utilise la même valeur du coefficient.

GONCLUSION GENERAL

Les règles n'éliminent pas les incertitudes, mais elles aident simplement à les maintenir dans des limites définies

Toutes étude comparative pratique à besoin d'une étude bibliographique auprès à l'able.

Le but de ce travail de recherche était sur l'étude des similitudes et des divergences entre les règles des eurocodes et les règlements couramment utilisés en Algérie .

Finalemment de sortir avec une synthèses sur le règlements qui est le plus favorables par rapport à un autre .

Le travail de recherche a été focalisé sur 4 eurocodes (EN 1991,En1992 ,EN 1993,EN1998)

A partir de cette étude, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Les eurocodes ont été inspirés des réglementations américaines en grande partie
- Les eurocodes font appel à une approche semi-probabiliste de sécurité des constructions (méthode des coefficients partiels) avec des méthodes de dimensionnement fondées sur le concept des états limite (états limites de service et états limites ultimes).
- Les eurocodes sont en général plus pénalisants que les autres règlements.
- IL est primordial d'avoir une réglementation propre à chaque nation en plus des conditions climatiques, l'activité sismique, la topographie et la différence des sols d'implantation il est important d'affirmer La souveraineté du pays ,

Ce travail peut être utilisé comme idée de base pour une thèse de doctorat dans un futur à venir ou même pour une adaptation des règlements en vigueur de manière à satisfaire les conditions de sécurité et d'économie à long terme .

Bibliographie

- Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-3 : Actions générales — Charges de neige ,AFNOR , AVRIL 2004
- Eurocode 1 : Actions sur les structures Partie 1-4 : Actions générales — Actions du vent ,AFNOR ,Novembre 2005
- DTRC2.47 Règlement neige et vent ,CNERIB .1999
- Eurocode 2, Calcul des structures en béton, AFNOR, Octobre 2005
- Règles BAEL 91 révisées 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, AFNOR, Février 2000
- Eurocode 3 Calcul des structures en acier Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, AFNOR ,Octobre 2005
- Règles CM 66 , Règles des constructions en acier Eyrolles Décembre 1966
- CALCUL PRATIQUE DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES , Book , Septembre 2019
- Additif 80 aux règles CM66,Decembre 1980
- Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Partie 1 règles générales, Actions sismiques et règles pour les bâtiments, Septembre 2005
- ANNEXE 4-4 :Réglementation parasismique nationale Eurocode 8 / PS-MI
- Rpa99 ,règles parasismiques algériennes 99 version 2003, Algérie, OPU 2003