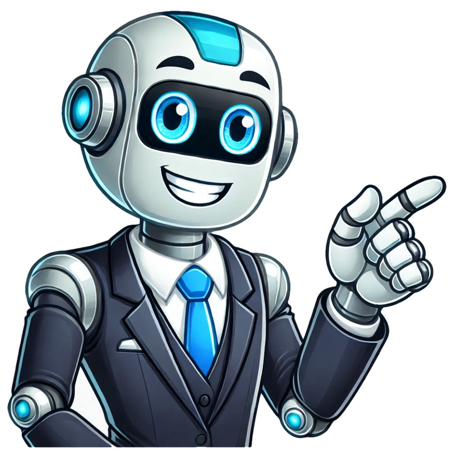

La charge critique d'un élément de colonne est déterminée par des facteurs tels que la longueur de la colonne, la Coupe transversale, des fibres, et conditions aux limites. Deux formules sont utilisées pour calculer le flambement du poteau dans le calculateur de flambage en fonction des rapports d'élancement du poteau.: La formule d'Euler pour le flambement de colonne est utilisée lorsque le rapport d'élancement de l'élément de colonne est supérieur au rapport d'élancement critique. La formule parabolique de Johnson pour le flambement de colonne est utilisée lorsque le rapport d'élancement de l'élément de colonne est inférieur au rapport d'élancement critique. La formule principale pour le flambement du poteau utilisée dans ce calculateur de charge de flambage est la formule d'Euler pour le flambement lorsque le rapport d'élancement du poteau dépasse son rapport d'élancement critique. Pour les cas où l'élancement est plus faible, La formule parabolique de Johnson est utilisée comme alternative. Leonhard Euler était un mathématicien suisse qui a dérivé une formule qui détermine la charge à laquelle une colonne va flamber. La formule est relativement simple: Il est important de noter que la formule d'Euler est utilisée dans ce calculateur de flambement lorsque le rapport d'élancement du membre du poteau est supérieur à son rapport d'élancement critique. J. B. Johnson a développé la formule parabolique pour le flambement des colonnes pour les colonnes avec un faible rapport d'élancement. La formule parabolique de Johnson est la suivante: La valeur de longueur efficace (K) utilisée dans le calculateur de flambement de colonne SkyCiv est basé sur le recommandé valeur de conception trouvée dans le tableau C-A-7.1 Valeurs approximatives du facteur de longueur efficace, K de la ANSI/AISC 360-22 Spécification pour les bâtiments en acier de construction. Si en phase d'analyse d'un projet d'ingénierie, une colonne se déforme, un ingénieur peut alors essayer plusieurs méthodes pour garantir l'intégrité structurelle. Ce premier procédé consiste à augmenter les dimensions de la section transversale de la colonne pour permettre une capacité de charge améliorée de la colonne.. Des modifications matérielles sont également possibles, comme l'utilisation d'un acier à résistance/rigidité plus élevée, cela améliorera encore la capacité de charge des colonnes. Enfin, si nécessaire, la colonne peut être contreventée, soutenu latéralement, ou renforcé pour l'aider à résister au flambage. Vous pouvez simuler ces approches dans le calculateur de charge de flambement SkyCiv ci-dessus. Flambement de poteaux est le phénomène structurel général utilisé pour décrire le moment où une colonne (élément vertical) fléchir latéralement en raison des charges axiales conduisant à une capacité de compression réduite dans la colonne. Flambage critique est un terme utilisé par les ingénieurs pour concevoir le point spécifique auquel une colonne atteint sa charge critique ou maximale à laquelle une colonne peut résister avant que le flambage ne se produise.. Si vous souhaitez acquérir une compréhension plus approfondie du flambement des colonnes et comprendre les calculs fournis dans ce calculateur de charge de flambement, SkyCiv a un tutoriel détaillé sur Flambement de poteaux pour commencer. En plus de notre calculateur de flambement de colonne, SkyCiv propose une large gamme de logiciels d'analyse structurelle et de conception cloud pour les ingénieurs. En tant qu'entreprise technologique en constante évolution, nous nous engageons à innover et à remettre en question les méthodes de travail existantes pour faire gagner du temps aux ingénieurs dans leurs processus de travail et leurs conceptions. L'utilisation du calculateur de flambement de colonne SkyCiv est simple. Première, entrez les conditions de longueur et de support de votre colonne. Une fois cela fait, l'étape suivante consiste à entrer les détails de la section transversale de la colonne, y compris la zone de la section transversale et le deuxième moment de la zone. Ensuite, vous devez entrer le module d'Young et la limite d'élasticité du matériau qui constitue la section transversale de la colonne. Une fois que vous êtes satisfait de ce clic, exécutez pour obtenir vos résultats. Le flambage d'un poteau se produit lorsqu'un élément vertical échoue en raison d'une déviation latérale. (la capacité en flexion) en raison des charges de compression axiales. Cela peut conduire à une défaillance structurelle soudaine et catastrophique. Incurvation de la colonne, toutefois, est la déformation latérale d'un élément structurel due à de multiples facteurs (charges inégales, changements de température). En général, il s'agit d'un changement progressif et ne conduit pas nécessairement à l'échec. Si vous avez des inquiétudes concernant le flambage ou la courbure des colonnes, alors un ingénieur en structure agréé doit être consulté pour vérifier les colonnes pour le flambement ou la courbure. Le rapport d'élancement d'un poteau est la propriété d'un élément vertical qui peut être utilisé pour déterminer la stabilité d'un poteau lorsqu'il est soumis à des charges axiales. Elle est déterminée par le rapport de la longueur effective de la colonne sur son rayon de giration. Le rapport d'élancement donne une indication de la susceptibilité du poteau au flambement ou aux modes de rupture basés sur la déflexion latérale. Le flambement du poteau est un mode de défaillance que l'on trouve généralement dans les éléments de poteau en raison de charges de compression axiales élevées. Lorsqu'une colonne se déforme, elle subit une déviation latérale élevée et peut soudainement s'effondrer quotidiennement., se déformant de façon imprévisible, ou fissurer. La capacité d'un poteau à résister au flambement peut dépendre des facteurs du poteau, y compris la section, des fibres, les appuis, longueur, et rapport d'élancement. La charge critique d'un poteau peut être calculée avec la formule parabolique de Johnson ou la formule d'Euler pour le flambement des poteaux. Plusieurs facteurs peuvent affecter la charge critique d'un élément de colonne, y compris les conditions d'appui, longueur (et la longueur effective subséquente), la Coupe transversale, des fibres, et forme. Utilisez le calculateur ci-dessus pour déterminer la charge critique en utilisant la formule la plus pertinente en fonction de ces facteurs. Le facteur de longueur efficace, souvent appelé le facteur k, est utilisé par les ingénieurs pour déterminer la réduction de la charge critique de flambement du poteau due à ses conditions aux limites. Basé sur le tableau C-A-7.1 ANSI/AISC 360-22 les facteurs de longueur efficace communs suivants peuvent être utilisés: Colonnes fixées aux deux extrémités: 0.65 Colonnes fixées à une extrémité et épinglées à l'autre: 0.8 Colonnes épinglées aux deux extrémités: 1 Le tableau complet de toutes les conditions d'appui utilisées dans le calculateur de charge de flambement et les facteurs de longueur effective associés se trouvent ci-dessous.: Condition limite Valeur K recommandée Fixé - Fixé 0.65 Fixé - Épinglé 0.8 Fixé - Rouleau 1.2 Fixé - gratuits 2.1 Épinglé - Épinglé 1 Longueur de flambement et élancement des poteaux en béton armé d'après les recommandations professionnelles, clause 5.8.3.2) : - Si vous le souhaitez, vous pouvez la prise en compte dans le contreventement – s'ils sont correctement connectés en tête et en pied à des éléments de raideur supérieure ou égale la longueur de flambement peut être prise égale à 0,7 l Télécharger le cours complet Lancez la vidéo et aller au début de la séquence "Colonne" qui démarre à 12:46. Michel Provost nous parle du fonctionnement des colonnes. L'expérience qu'il réalise sur des colonnes de même section illustre particulièrement bien l'effet des appuis (encastrés, rotules) sur ce qu'on appelle la longueur de flambement. Le mathématicien suisse Euler démontra la relation suivante: Pcrit = π² E I / Lfl² Où Pcrit est la charge au-delà de laquelle le flambement apparait E est le module de Young du matériau I est l'inertie du profilé (inertie faible bien sûr) Lfl est la longueur de flambement de la colonne (elle dépend de la longueur mais aussi des appuis), elle est notée dans la littérature Lfl ou Lo ou Lk Le flambement apparaît quand, pour des raisons d'irrégularités de la matière et des charges appliquées, une colonne se met à fléchir sous une charge parallèle à son axe, alors qu'une poutre fléchira sous l'action de charges perpendiculaires à son axe. Le flambement est finalement un problème de flexion, et il est logique que l'inertie joue un rôle important dans le phénomène. A section égale, si on compare une colonne en bois pleine avec une colonne en acier (de même géométrie), c'est la colonne en acier qui reprendra le plus de charge avant de flamber. Dans le cas des appuis, plus ils sont articulés ou encastrés, le flambement apparaît plus ou moins vite: vous pouvez le voir dans la vidéo d'introduction. On voit dans le schéma ci-contre l'influence de ces liaisons sur la longueur de flambement (notée Lk dans ces schémas), facteur important déterminant Pcrit . Dans la formule d'Euler, la charge critique diminue quand la longueur de flambement de la colonne augmente ce qui est logique: plus la colonne est élancée plus la charge critique diminue. En pratique, la formule d'Euler n'est plus directement utilisée pour dimensionner une colonne. En effet, la charge critique de flambage d'Euler ne pourrait être atteinte que dans le cas idéal d'une barre parfaitement rectiligne et homogène, sans aucune excentricité. Dans la réalité, ces imperfections ont pour conséquence de mener à un flambement précoce de la barre, sous-estimé par la formule d'Euler. Remarque pour les architectes: Ce qui suit est facultatif et explique dans le détail le principe de dimensionnement d'une colonne par l'ingénieur. Tout le processus de calcul selon la norme est intégré dans le fichier Prédim dont l'utilisation est expliquée dans la vidéo qui clôture cette page. Le pré-dimensionnement des colonnes suivant les normes actuelles repose sur les notions suivantes: 1- la longueur de flambement (L0) (cette longueur est la longueur de la colonne réduite ou augmentée en fonction des conditions de liaison à ses extrémités) 2- les caractéristiques géométriques de la section exprimées par le rayon de giration (i). Le rayon de giration exprime l'éloignement de la matière par rapport au centre de gravité de la section. Les rayons de giration des différents profilés métalliques (I, H, tubes,...) sont donnés dans les tableaux et catalogues reprenant les caractéristiques de ces profilés. 3- Le rapport longueur de flambement / rayon de giration appelé l'élancement structural de la colonne (λ). Le risque de flambement est d'autant plus important que l'élancement est grand. En première approximation on peut considérer que si l'élancement (λ) est inférieur ou égal à 25 il n'y a pas de risque de flambement. Alors le calcul de la section colonne est identique à celui de la suspente. Une méthode simple serait donc de respecter toujours cette condition. Toutefois cela se serait architecturalement pas raisonnable, les sections des colonnes ainsi dimensionnées étant très importantes. 4- les minorations des résistances liées au matériau et au risque de flambement. Ces minorations sont fonction de l'élancement et grandiront avec celui-ci. Un élancement de 1 correspondant à l'absence de minoration. L0 = 2L / 0.5L / L / 0.7L en fonction des liaisons de la colonne (comme chez Euler) i = √(I / Ω) où, I est l'inertie Ω la surface de matière dans la section Pour une colonne carrée (b=le côté du carré) I = (b^4)/12 Ω = b² Donc: i = b/12 Pour une colonne creuse circulaire: i = 1/4 x √(D²-d²) où D = le diamètre extérieur d = le diamètre intérieur λ = L0 / i Si λ < 25: pas de risque de flambement Le processus de calcul est le suivant : 1- Déterminons l'effort P à reprendre par la colonne en différenciant l'effort dû aux charges permanentes et l'effort dû aux charges variables 2- Déterminons l'effort de calcul Pd (à l'ELU) = action permanente *1.35 + action variable * 1.5 3- Déterminons la longueur de flambement en tenant compte de la hauteur géométrique et des conditions de liaison aux extrémités de la colonne 4- Choisissons un profilé, déterminons l'aire et le rayon de giration de sa section 5- Déduisons la contrainte de calcul réduite (fdR)qui tient compte de la réduction liée au risque de flambement (voir tableau ci-après) 6- Détermination de la résistance de calcul Rd de la colonne : Rd=Ω*fdR (Réduite) 7- Il faut que Rd≥ Pd Si le résultat n'est pas satisfaisant on recommence avec un autre profilé et ainsi de suite. CE QUI SUIT EST CE QUE 'PREDIM' FAIT POUR VOUS... Ce n'est pas à retenir. Les colonnes métalliques sont le plus souvent des profilés, des tubes,... quasi jamais des sections pleines. En effet, ces dernières ne sont pas performantes, la matière n'est pas assez éloignée du centre de gravité. Dans la méthode décrite dans les normes on détermine les sollicitations qui agissent sur une section et on les compare à la résistance de celle-ci. Ces sollicitations sont les sollicitations majorées considérant les coefficients de majoration des actions, elles sont appelées sollicitations de calcul (Sd, Pd... - indice d de design). En ce qui concerne le bois la résistance à utiliser sera la contrainte de calcul réduite fdR (voir paragraphe "Principes généraux de dimensionnement") dont la valeur est fonction de la classe de résistance du bois (C18, C24, ...) et du coefficient de réduction lié au risque de flambement. Nous ne nous intéresserons ici qu'à la vérification de la section. La résistance de la section est établie considérant les résistances de calcul réduite qui intègrent les minorations des résistances liées au matériau et au risque de flambement. Ce sera la résistance de calcul Rd (indice d de design). En bois nous aurons des sections pleines. Pour respecter le critère de l'élancement inférieur ou égal à 25 les dimensions devraient être les suivantes : Ainsi une colonne bi-articulée de 3 m de haut et de section carrée devrait avoir au moins 41 cm de côté ce qui n'est pas raisonnable ! La aussi nous allons appliquer une réduction de contrainte pour tenir compte du risque de flambement. 1. Considérons d'abord une colonne en compression sans risque de flambement. La contrainte qui ne pourra pas être dépassée est la contrainte caractéristique du bois multipliée par un coefficient réducteur (pour chargement permanent ici) et divisée par le coefficient de minoration. Il y a différents essences de bois et les coefficients varient notamment en fonction des conditions d'hygrométrie. Dans l'esprit de ce manuel, vu que l'objectif est de donner un ordre de grandeur de la section nous nous limitons à deux types de bois et une classe d'hygrométrie. Pour le « bois résineux courant »(C18) La contrainte à ne pas dépasser (contrainte de calcul) est d'environ 18 N/mm² X 0.7 (coefficient réducteur chargement permanent) / 1.30 (coefficient de minoration) = 9.7 N/mm² Pour le « bois lamellé collé courant » (GL22) La contrainte à ne pas dépasser (contrainte de calcul) est d'environ 22 N/mm² X 0.7 (coefficient réducteur chargement permanent) / 1.25 (coefficient de minoration) = 12.3 N/mm² 2. S'il y a risque de flambement (à partir d'un élancement λ de 30) ces contraintes sont réduites (cfr tableau). Tableau des coefficients de réduction des contraintes en fonction de l'élancement pour le bois. Considérons d'abord une colonne en compression sans risque de flambement. Le problème est comparable à celui du bois mais il est rendu plus compliqué vu que nous sommes en présence d'un matériau composite fait de béton et d'acier. La capacité portante du béton armé sera influencée par la proportion d'armatures. Le principe est simple : plus la section d'armature sera importante plus la capacité portante de la colonne sera importante. Nous avons donc deux matériaux, le béton et l'acier dont les modules de Young et les contraintes caractéristiques (fck) sont différents. Plusieurs nuances d'acier pour béton armé et de béton sont utilisées. Dans l'esprit de ce manuel, l'objectif de donner un ordre de grandeur de la section, nous nous limitons à un type d'acier pour béton armé et un type de béton, tous deux courants : du béton 30/37 et de l'acier BE400 Acier BE 400 : résistance caractéristique = 400 N/mm² Contrainte de calcul d'un acier BE400: 400/1.15 (coefficient de minoration) = 348 N/mm² Remarquez que les deux diagrammes ne sont pas à la même échelle: si on devait représenter le diagramme du béton 30/37 sur celui de l'acier on obtiendrais la petite courbe rouge près de l'origine du graphique Béton 30/37 : résistance caractéristique = 30 N/mm² (cette résistance est obtenue par écrasement d'un cylindre de 15 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur, le second chiffre, 37, correspond à l'écrasement d'un cube de 20 cm de côté) Contrainte de calcul d'un béton 30/37 = 30 x 0.85 (coefficient réducteur pour mise en charge de longue durée)/1.5 (coefficient de minoration) = 17 N/mm² Prédim intègre la philosophie de dimensionnement imposée par les Eurocodes. Il vous permet de pré-dimensionner rapidement des colonnes en acier, en bois et en béton en tenant compte des différents paramètres développés dans cette page. A l'ELU, le béton et l'acier travailleront dans leur plage de plasticité. Le tableau suivant donne la contrainte moyenne en fonction du type de béton et du % d'armature. De plus nous considérons qu'il y a 2% d'acier dans les colonnes La contrainte moyenne dans la colonne à l'ELU sans risque de flambement sera donc de : « Contrainte moyenne du béton » = 98 % X 17 N/mm² + 2% X 348 N/mm² = 23.6 N/mm² S'il y a risque de flambement (élancement λ supérieur à 25) cette contrainte est réduite et le processus de calcul est le suivant : 1- Détermination de l'effort P à reprendre par la colonne en différenciant l'effort dû aux charges permanentes et l'effort dû aux charges variables 2- Détermination de l'effort de calcul Pd (à l'ELU) = action permanente *1.35 + action variable * 1.5 3- Détermination de la longueur de flambement en tenant compte de la hauteur géométrique et des conditions de liaisons aux extrémités de la colonne. 4- Choix d'une section, détermination de l'aire et du rayon de giration de sa section 5- Déduction de la contrainte de calcul réduite (contrainte moyenne du béton réduite) qui tient compte de la réduction liée au risque de flambement (voir tableau ci-dessous) 6- Détermination de la résistance de calcul Rd de la colonne Rd=Ω*fdR (Réduite) Il faut que Rd ≥ Pd Le tableau suivant donne, pour un béton 30/37 avec 2% d'acier BE400, les coefficients de réduction de la « contrainte moyenne du béton » en fonction de l'élancement de la colonne Exemple: un élancement de 40 implique une contrainte de 23.6 N/mm² x 80% = 18.9 N/mm² Comment pré-dimensionner une colonne sur Prédim? Le tuto suivant explique comment utiliser l'onglet colonne dans la feuille de calcul Prédim. POTEAUX ET VOILES – FLAMBEMENT – DIVERSES METHODES DE JUSTIFICATION Sommaire 1. PREAMBULE : LA THEORIE DU FLAMBEMENT

Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 2/37 1. PREAMBULE : LA THEORIE DU FLAMBEMENT 1.1 – Description du phénomène Un élément élancé, c'est à dire ayant une grande dimension par rapport à au moins une des deux autres, soumis à un effort de compression axial, peut se déplacer transversalement de façon importante sous de faibles charges. Ce déplacement se fait généralement parallèlement à la plus petite des deux autres dimensions. Lorsqu'on relâche la charge, l'élément reprend sa position initiale. Ce phénomène est appelé flambement. On définit ainsi : - La longueur de flambement : longueur comprise entre 2 points d'articulation de la barre (deux points de moment nul). En pratique, dans le cas d'une structure, les conditions aux extrémités ne sont pas souvent des rotules pures. La détermination de la longueur de flambement fera l'objet d'une partie spécifique de ce cours. - L'effort critique de flambement : effort limite à partir duquel se manifestent les grandes déformations allant jusqu'à l'instabilité, noté Nc. 1.2 – Effort critique de flambement Supposons que le poteau présente une excentricité initiale e0(x). Ce poteau est soumis à un effort axial de compression N. e0(x) L N Fig. 1 – Poteau bi-articulé Cette excentricité initiale engendre en tout point un moment M(x) = N. e0(x) Ce moment engendre une flèche y(x) = N(x) dx EI en un point d'abscisse x ... Cette déformée engendre une excentricité supplémentaire qui elle-même engendre à son tour un moment supplémentaire M = N.y Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 3/37 Si la somme de toutes ces excentricités supplémentaires converge vers une limite finie, il existe un équilibre, sinon on parle d'« instabilité de forme » dite flambement. À l'équilibre, s'il existe, on aura pour excentricité finale et totale : Et pour moment : et = y(x) M = N.y(x) La relation moment-courbure de la théorie des poutres s'écrit : 1 y" (1 3y'2) 2 M EI En négligeant le terme y'² devant 1 on obtient : M EI.y " N.y D'où : y " N.y 0 EI Cette équation différentielle du deuxième ordre sans second membre a pour solution : N y y0 sin .x EI Les conditions aux limites, à savoir déformée nulle aux deux extrémités pour x=0 et x=L, entraînent : N sin .L 0 soit EI N .L EI ou encore N L'effort d'équilibre final vaut donc : N c 2 .EI L2 EI L2 Cet effort est appelé effort critique de flambement ou effort critique d'Euler. Remarque : On a négligé précédemment l'influence du terme y'². Cependant les déformées liées au flambement peuvent être importantes. On obtiendrait alors l'équation différentielle : y" (1 3 y'2) 2 N .y 0 EI Ce qui veut dire que pour un même effort normal N, la déformée y est plus faible et donc le moment plus faible. Notre simplification va donc dans le sens de la sécurité. 1.3 – Déformée critique, dite déformée du deuxième ordre Supposons que le poteau bi-articulé possède une déformée initiale e0 à mi hauteur et que la déformée, maximale à mi-hauteur, soit nulle aux deux extrémités, on pourra alors écrire : e0 (x) e0 .sin .x L Cette déformée excentrée entraîne un moment M 0 N.y 0 N.e0 . sin .x EI L Ce moment entraîne une déformée dont l'équation est : y1 (x) N.e0 .L2 . sin .dx EI ... y1 (x) 0 pour x=0 et x=L Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 4/37 ... Cette série converge si K < 1 donc si N .2 EI L2 Nc On retrouve bien l'effort critique de flambement. On a alors, pour N < Nc, une déformée totale : e0,t e0 1 K 1.4 – Matériaux béton armé Pour le béton armé, matériau hétérogène, le calcul est compliqué par un domaine de plastification, il va falloir procéder en écrivant l'équilibre entre les sollicitations résistantes d'une section (béton comprimé + aciers tendus) et les sollicitations agissantes (effort normal + moment de flexion incluant les effets du second ordre). Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 5/37 2. CALCUL DE LA LONGUEUR DE FLAMBEMENT La longueur de flambement d'un poteau (ou d'un voile) dépend des conditions d'extrémités (conditions d'encastrement). 2.1 – Cas d'un poteau seul Pour un poteau bi-articulé, la longueur de flambement est égale à la longueur libre du poteau. Dans les autres cas, on a : L0 = L L0 = 2 L L0 = 0,7 L L0 = 0,5 L L0 = L Fig. 2 – Longueurs de flambement pour un élément isolé 2.2 – Cas d'un portique L'EC2 art. 5.8.3.2 (3) donne les expressions suivantes pour le calcul de la longueur de flambement d'un élément vertical au sein d'une ossature en portique. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 6/37 L0 = 0,7 L L < L0 < 2 L L0 = 2L L0 > 2L Fig. 3 – Longueurs de flambement pour un élément de portique 2.2.1 Éléments contreventés par des voiles – éléments à nœuds non déplaçables (cas f) k1 k2 L0 0,5.L 1 0,45 k1 1 k2 0,45 k2 Avec : k1 et k2 : coefficients de souplesse relatifs des encastrements partiels à et 2 : k M L θ : rotation des éléments (poutres) s'opposant à la rotation pour le moment fléchissant M EI : rigidité en flexion de l'élément comprimé L : hauteur libre de l'élément comprimé Nota : pour un appui parfaitement libre k pour un encastrement parfait k = 0. L'encastrement parfait étant rare dans la réalité on se limitera à k=0,1 2.2.2 Éléments non contreventés par des voiles – éléments à nœuds déplaçables (cas g) k.k k1 k2 1 L0 L. max 1 10. 1 2 ; 1 k1 k2 1 k1 1 k2 Où les expressions de k1 et k2 sont identiques à celles données précédemment. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 7/37 2.2.3 Prise en compte d'un poteau inférieur et/ou supérieur Dans le cas où l'élément comprimé est en continuité avec un poteau au niveau inférieur et supérieur (ou un seul), les rotations aux extrémités sont susceptibles de contribuer à la rotation au flambement il convient de remplacer k1 et k2 par les valeurs suivantes : Les expressions deviennent alors : k1 EI L pot ,calculé L pot ,sup .EI .EI L pot,sup 2 k2 EI L pot ,calculé L pot ,inf EI .EI L pot,inf 1 L pot,inf 2 2.2.4 Exemple d'application Exemple. Poteau 0,3 m 0,5 m de longueur libre L = 6,10 m. Poutres au-dessus et au-dessous : mêmes sections mais longueur libre L = 3,20 m. Poutres transversales de travées intermédiaires en haut et en bas : 0,3 m x 0,4 m et 5 m de longueur de chaque côté. Poteau inférieur : 3 0,3 0,43 0,3 12 5 12 5 pot,sup1 pot,sup2 k2 = k1 = 0,2792 L0 = 0,5 L soit 3. k1 k2 1 .1 = 0,5 0,45 k 0,45 k 1 2 0,2792 0,2792 1 .1 0,45 0 , 2792 0 , 45 0,2792 L0 = 0,691 L = 4,218 m ELANCEMENT L'élancement est un coefficient de dimension du poteau qui caractérise son risque de flambement. Il est caractérisé par la grandeur : Avec : L0 i i : rayon de giration de la section dans la direction privilégiée du flambement. i I S NOTA : la direction privilégiée du flambement n'est a priori pas connue d'emblée sauf dans les cas évidents de conditions aux extrémités. Il est donc nécessaire, pour les ossatures complexes, de faire un calcul dans les deux directions afin de déterminer la direction privilégiée du flambement qui est caractérisée par l'élancement le plus fort. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 8/37 Élancement d'un poteau rectangulaire : Avec : L0 L L . 12 0 0 i a I S L0 : longueur de flambement en m a : dimension du poteau parallèle à la direction de flambement considérée en m Élancement d'un poteau circulaire : Avec : 4. L0 L 4.L0 0 i d I S L0 : longueur de flambement en m d : diamètre du poteau en m CALCUL DES POTEAUX EN BETON ARME 4.1 – Élément assimilé à un poteau On considère un élément en béton armé de dimensions en plan : a b Cet élément sera considéré et calculé comme un poteau s'il respecte la condition suivante : a b 4.a 4 4.2 – Excentricité du premier ordre L'excentricité du premier ordre e1 est composée de : L'excentricité liée au chargement : NEd : effort normal appliqué au poteau MEd : moment sollicitant la section au niveau du plan de flambement e0 M Ed N Ed L'excentricité liée aux imperfections géométriques définie dans l'EC2 et son Annexe Nationale : L ei max 0 ; 0,02m 400 Excentricité du premier ordre : e1 e0 ei Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 9/37 4.3 – Méthodes de calcul L'EC2-1-1 propose 5 méthodes de calculs des poteaux au flambement 1. Faibles élancements : pour compris entre 10 et 30 et pour une contrainte moyenne de compression du béton pas trop forte, on peut se dispenser du calcul au flambement. 2. Méthode générale : elle reprend les mêmes hypothèses que la méthode déjà utilisée en France (dite méthode de Faessel). 3. Méthode de la rigidité nominale : elle conduit à un moment de calcul majoré et nécessite ensuite un calcul en flexion composée. 4. Méthode de la courbure nominale : elle conduit à une excentricité du second ordre forfaitaire et nécessite ensuite un calcul en flexion composée. 5. Méthode simplifiée des recommandations professionnelles : Il s'agit d'une méthode équivalente à celle utilisée au BAEL, propre à la France et rapide à mettre en œuvre. Remarques : La méthode 1 concerne des éléments peu élancés. Elle ne concerne donc que des cas particuliers. Elle est peu intéressante. Les méthodes 3 et 4 nécessitent des calculs lourds essentiellement pour la flexion composée et conduisent à des forces portantes inférieures à celles de la méthode générale. Elles sont donc peu économiques. On aura donc tendance à privilégier les méthodes 2 et 5. 4.4 – Méthode des faibles élancements Elle est précisée dans les articles 5.8.2 (6) ; 5.8.3.1 (1) et 5.8.3.3 (1) de l'EC2-1-1. Les calculs au flambement ne sont pas exigés si : Les effets du second ordre représentent moins de 10% des effets du premier ordre Pour un élément isolé : si l'élancement est inférieur à lim 20.A.B.C n avec : A 1 1 0,2. ef B 1 2. si le coefficient de fluage effectif n'est pas connu, on prendra A = 0,7 si le ratio mécanique d'armatures As .f yd Ac .f cd n'est pas connu, on prendra : B = 1,1 Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 10/37 si le rapport des moments d'extrémités du 1er ordre rm = M01 / M02 n'est pas connu, on prendra : C = 0,7 avec M 02 M 01 C = 1,7 – rm n n = effort normal relatif N Ed Ac .f cd Si les moments d'extrémités provoquent des tractions sur une même face, on prendra rm positif (donc C ≤ 1,7), sinon rm < 0 (et C > 1,7) Dans la pratique courante, on pourra retenir : f cd lim 20 0,7 1,1 0,7 c 10,8. f cd c lim pour une contrainte de compression du béton c Tab. 1 – Élancement limite sans vérification au flambement c/fcd lim 0,1 34,2 0,2 24,1 0,3 19,7 0,4 17,1 0,5 15,3 0,6 13,9 0,7 12,9 0,8 12,1 0,9 11,4 1 10,8 Pour une structure de bâtiment : On peut négliger les effets globaux du 2° ordre, si l'on peut vérifier l'inéquation suivante : F ,Ed k 1. ns . n s 1,6 E cd .I c 2 L Avec F,Ed = charge verticale totale (sur tous les éléments contreventés et non contreventés) ns = nombre d'étages L = hauteur totale du bâtiment au-dessus du niveau d'encastrement du moment Ecd = valeur de calcul du module d'élasticité du béton E cd E cm f 22. cm 10 E cm CE avec CE 1,20 0,3 où : fcm fck 8 Ic = moment d'inertie (non fissuré) des éléments de contreventement k1 = 0,31. Cette valeur peut être remplacée par k2 si l'on peut montrer que les éléments de contreventement sont non fissurés à l'ELU : k2 = 0,62 sous toutes les conditions suivantes : l'instabilité de torsion n'est pas dominante (la structure est raisonnablement symétrique) les déformations globales dues au cisaillement sont négligeables (ce qui est le cas dans un système de contreventement constitué de voiles de contreventement sans grandes ouvertures) les éléments de contreventement sont fixés rigidement à la base (les rotations sont négligeables) la rigidité des éléments de contreventement est raisonnablement constante sur toute la hauteur la charge verticale totale augmente approximativement de la même quantité à chaque étage. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 11/37 4.5 – Méthode générale Il s'agit d'une analyse non-linéaire : il faut prendre en compte : non linéarité géométrique, non linéarité des comportements des matériaux, effet du fluage. Diagramme contrainte-déformation du béton (diagramme de Sargin simplifié) c f cd avec k. 2 1 (k 2). c E . ; k 1,05. cm c1 ; CE = 1,2 CE .f cd c1 Pour l'acier, au choix : diagramme avec palier ou diagramme avec droite inclinée. En l'absence de modèle plus fin, on pourra prendre une déformation du béton après fluage multipliée par le facteur (1 + ef) On peut prendre en compte l'effet favorable du béton tendu (compliqué car inertie de section non fissurée entre deux fissures), mais par simplification, on peut aussi le négliger. Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections. Pour simplifier, on peut ne considérer que la (ou les) section critique en supposant une variation appropriée de la courbure, semblable à celle du 1er ordre par exemple (ou sinusoïde). Pour des charges principalement statiques, les effets des chargements antérieurs peuvent généralement être négligés et on peut admettre une croissance monotone de l'intensité des actions [§5.7 (3)]. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 12/37 Notations ei e1 excentricité due aux imperfections géométriques excentricité du 1e ordre 1 L0 . r 2 b h h L . 0 2 e2 excentricité du 2e ordre = h RH L0 MEd NEd MRd NRd épaisseur du poteau dans le sens du flambement humidité relative en % longueur de flambement moment agissant en ELU effort normal agissant en ELU moment résistant de la section critique effort normal résistant de la section critique r rayon de courbure de la section critique et h b n m déformation en fibre la plus comprimée déformation en fibre tendue ou la moins comprimée déformation au point C de la figure ci-après déformation de rotation telle que la déformation en fibre supérieure soit égale à : h = n + m coefficient de fluage effectif (voir chapitre 6 de ce cours) ef 1 h b r h = courbure Dans le prolongement de la pratique française pour les poteaux élancés, il est possible d'utiliser une méthode dérivée de la méthode Faessel, avec les hypothèses suivantes : les sections planes restent planes le béton tendu est négligé ; l'EC2 autorise de prendre éventuellement en compte le béton tendu, (art. 5.8.6 (5)) les effets du retrait du béton sont négligés on adopte pour le béton le diagramme contrainte-déformation donné par l'équation 3.14, art. 3.1.5 et la figure 3.2 (formule de Sargin simplifiée) de l'EC2-1-1, avec une affinité (1 + ef) de l'axe des déformations pour tenir compte des effets du fluage, et pour l'acier, au choix, un diagramme bilinéaire à palier de plasticité horizontal ou incliné en choisissant l'option simplifiée de ne considérer les conditions d'équilibre que dans la (les) section(s) critique(s) (art. 5.8.6 (6)) c s fcd fyd A B 0 c1 cu1 c 0 fyd/Es uk Fig. 4 – Diagramme contrainte déformation du béton et de l'acier Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 13/37 s Le principe consiste à rechercher parmi toutes les déformations de sections possibles qui satisfont l'équilibre : excentricité agissante = excentricité résistante ei M Ed M e 2 Rd 0 N Ed N Rd (1) celle qui donne l'effort normal résistant NRd maximal, en utilisant les deux paramètres déformations n et m tels que la déformation en fibre supérieure soit égale à : h = n + m et la déformation en fibre inférieure b n c1 cu1 c1 . m h/2 x x c1 C c1/ cu1 .h h/2 h m (1-c1/cu1).h h n b b b section entièrement comprimée section partiellement tendue Fig. 5 – Diagramme des déformations de la section rectangulaire On supposera que : la déformée à l'équilibre est sinusoïdale (demi-onde sur la hauteur Lo) le moment du premier ordre est constant sur toute la hauteur (conséquence de l'hypothèse précédente), l'excentricité du 1er ordre valant : 1 ei M Ed N Ed Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 14/37 N Lo e1 e2 N Fig. 6 – Déformation du poteau en sinusoïde complète sur la longueur L0 Méthodes de résolution du problème : 1ère solution : programme EXCEL Un programme de calcul, sur Excel par exemple, peut rechercher, pour une valeur donnée de n, la valeur m(n) qui annule l'équation (1) et l'effort normal résistant correspondant NRd(n) pour trouver l'effort normal maximal. e n1 n2 n3 n4 0 m1 m2 m3 m4 m e = premier terme de l'équation (1) Fig. 7 – Recherche des déformations pour e=0 Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 15/37 Rd Rd n1 n2 n n3 n4 n Fig. 8 – Recherche de NRd maximal 2ème solution : méthode semi-graphique En remarquant que la courbure est exprimée par : c1 1 h b m .1 r h cu1 c1 on peut représenter la recherche de l'équilibre graphiquement : 1 L0 r Pour toute droite e e1 . 2 coupant la courbe M Rd , on a deux points d'équilibre (ou aucun) : N Rd Pour le point de gauche, une augmentation de la courbure 1/r donne un rapport « moment résistant/effort normal » qui croît plus vite que e. On est en équilibre stable. Pour le point de droite, c'est l'inverse. 2 équilibre instable e + e1 / r) (1 MR d /N équilibre stable pa s d 'é) o/ .(L Rd quilib re M Rd/NRd e1 0 m(1 + c 1/(c u1 - c 1)) 1/r e = premier terme de l'équation (1) Fig. 9 – Équilibre des excentricités agissantes Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 16/37 En pratique : Dans la pratique, en supposant NRd = NEd, on recherche, parmi tous les équilibres possibles entre le moment agissant NRd (e1 + e2) et le moment résistant MRd, celui qui correspond à un équilibre stable 1 L0 r On supposera une déformation sinusoïdale, ainsi, e 2 . e0 2 pour une excentricité du 1er ordre M Ed et une excentricité additionnelle due aux imperfections géométriques que l'on peut prendre N Ed égale à : ei L0 400 pour les éléments isolés de structures contreventées (art. 5.2 (9)) avec Lo = longueur de flambement. Cette valeur étant faible pour les poteaux de faible élancement, l'ANF a introduit la condition la plus défavorable : ei maxL0 400 ; 0,02m (art. 5.2(1)P) On peut utiliser un programme Excel recherchant l'effort normal maximal satisfaisant l'équation d'équilibre M Rd (e 0 e i e 2) 0 . N Rd Ou bien un programme Excel, semi-graphique recherchant la valeur maximale que peut supporter le poteau correspond au cas où la courbe Excentricité/Courbure résistantes est tangente à la droite des excentricités 4.6 – Méthode de la rigidité nominale Cette méthode est utilisable pour des éléments isolés ou pour la structure complète, mais elle ne s'applique pas aux structures hyperstatiques. La rigidité nominale (béton + aciers) peut être estimée par : E.I K c .E cd .I c K s .E s .I s avec : Ecd = valeur de calcul du module d'élasticité du béton E cd E cm CE avec CE 1,20 Ic = moment d'inertie de la section droite du béton Es = module d'élasticité de l'acier (200 GPa) Kc = coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage, Kc k 1.k 2 1 ef f ck 20 n. k2 0,20 170 N Ed n Ac .f cd k1 Si n'est pas défini, on prendra k2 = 0,3 et n ≤ 0,20 Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 17/37 On pourra prendre : K s 1 et I s As . 2 2 Sous réserve que le pourcentage d'acier Ks 0 et K c 0,3 1 0,5. ef pour deux armatures de section As, chacune espacées de As 0,01c Ac ≥ 0,01 , on peut adopter : (au moins pour le 1er cas d'itération). Majoration des moments : Le moment de calcul total (incluant l'excentricité du 2e ordre) peut être calculé par : M Ed M 0Ed .1 NB 1 N Ed avec : M0Ed = moment du premier ordre (y compris les effets des imperfections géométriques) NB = charge de flambement basée sur la rigidité nominale = charge critique d'Euler NB 2 .EI L20 NEd = effort normal agissant de calcul = coefficient dépendant de la distribution des moments du 1er et du 2e ordre 2 c0 pour un élément isolé de section constante et effort normal constant (distribution sinusoïdale) co = coefficient dépendant de la distribution de la courbure du 1er ordre Tab. 2 – Coefficient c0 pour un moment er du 1 ordre : c0 = Constant ou avec double courbure 8 Parabolique Triangulaire symétrique À défaut 9,6 12 ² Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 18/37 4.7 – Méthode de la courbure nominale Cette méthode convient aux éléments isolés, à effort normal constant elle donne une valeur approchée par excès de la déformée du 2e ordre. Le moment de calcul vaut : MEd M0Ed NEd .e2 avec : M0Ed = moment du premier ordre (y compris les effets des imperfections géométriques) NEd = effort normal agissant de calcul 2 1 L e2 . 0 r c L0 = longueur de flambement (efficace) c = coefficient dépendant de la distribution de la courbure totale (c = 8 pour une courbure constante) On prendra en général : c = 10 (~ π²) pour une sinusoïde des courbures (déformée sinusoïdale) c = 8 pour une courbe constante (déformée parabolique) Des moments du 1er ordre différents aux extrémités peuvent être remplacés par : M 0Ed 0,6.M 02 0,4.M 01 avec M 02 M 01 Les deux moments sont de même signe s'ils provoquent une traction sur la même face. Calcul de la courbure : Pour des éléments de section droite constante et symétrique (y compris le ferraillage), on peut adopter : 1 1 K r .K . r r0 Avec : Kr nu n 1 nu n bal K 1 . ef 1 yd 1 r0 0,45.d nu 1 As .f yd n N Ed Ac .f cd Ac .f cd n bal 0,4 0,35 f ck 200 150 ef = coefficient de fluage effectif Si toutes les armatures ne sont pas concentrées sur les faces opposées, mais qu'une partie est distribuée parallèlement au plan de flexion (dans les voiles par exemple), d est défini par : d = 0,5 h + is avec is = rayon de giration de la section totale d'armatures : i s Is As Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 19/37 4.8 – Méthode simplifiée des recommandations professionnelles Les recommandations professionnelles françaises recommandent de dimensionner les poteaux avec les formules suivantes : NRd .k h .ks . Ac .fcd As .fyd NRd .k h .ks .Ac . fcd .fyd Ou encore : Ou encore : NRd 0 .Ac .1 . Avec : 0 .k h .ks .fcd f yd As Ac fcd Tab. 3 – Formule simplifiée de calcul des poteaux rectangulaires et circulaires Section circulaire Section rectangulaire NRd .k h .ks . b.h.fcd As .fyd 0,86 1 62 2 si 60 1,24 1,3 32 si 60 120 kh 0,75 0,5.h . 1 6.. pour h 0,50 sinon k h 1 k s 1,6 0,6. f yk 500 .D 2 NRd .k h .k s . .fcd As .f yd 4 0,84 si 60 2 1 52 pour fyk 500 et 40 sinon ks 1 27 si 60 120 k h 0,7 0,5.D . 1 8.. pour D 0,60 sinon k h 1 k s 1,6 0,65. f yk 500 pour fyk 500 et 30 sinon ks 1 Avec : b = largeur du poteau rectangulaire (grande dimension) ; D = diamètre du poteau circulaire ; h = épaisseur du poteau dans le sens du flambement (petite dimension) ; L0 = longueur de flambement ; fcd f fck , fyd yk 1,50 1,15 As = section totale des armatures situées à une distance d' des parois, disposées en deux lits pour une section rectangulaire ou en au moins 6 barres pour une section circulaire ; d' h enrobage relatif (≤ 0,30) ; Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 20/37 L0 . 12 élancement pour une section rectangulaire de côté h dans le sens du flambement ; a 4.L0 élancement pour une section circulaire de diamètre D dans le sens du flambement ; D A s % d'armature totale pour une section rectangulaire (≤ 3%) b.h % d'armature totale pour une section circulaire (≤ 3%) As .D 2 4 Remarque : Limite d'emploi de la méthode simplifiée : Élancement ≤ 120 20 fck 50MPa h ≥ 0,15 m Remarque : si on ne connaît pas les valeurs de et , on peut prendre à titre conservatoire : (1 6. .) 0,95 Tab. 4 – Coefficient pour le dimensionnement des poteaux rectangulaires 80 0 20 40 60 = 0,304 0,860 0,779 0,607 0,444 = 5. 100 0,227 120 0,179 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES On respectera en outre les dispositions suivantes : 0,1.NEd ; 0,002.Ac ; - Pourcentage minimal d'armatures : As,min Max - Pourcentage maximal d'armatures : 0,04.Ac sauf sur les zones de recouvrement (0,08.Ac) ; - Au moins une barre dans chaque angle et, pour les poteaux circulaires, au moins 4 barres ; - Diamètre minimal des armatures longitudinales : ØL 8mm ; - Diamètre minimal des armatures transversales : Ø t f yd ØL 4 et 6mm, sauf pour les treillis soudés (5mm) ; - Ø sd 15.Ø 4 fbd Recouvrement des armatures longitudinales (attentes) : L0 1,5. . avec un minimum de 200mm. avec : fbd 2,25.1.2.fctd 1 = 1,0 lorsque les conditions d'adhérence sont bonnes et 0,7 dans tous les autres cas. 2 = 1,0 pour ≤ 32mm et 2 (132) fctd fctk,0,05 c 1,80 1,20 1,50 100 pour > 32mm. pour un béton C25/30 Ce critère est relativement contraignant car si on considère un béton C25/30 la longueur Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 21/37 d'ancrage nécessaire est proche de 60 ce qui est bien supérieur aux habitudes actuelles dans les éléments comprimés. On pourra réduire cette longueur forfaitaire en réalisant un calcul des attentes strictement nécessaires (Voir l'Eurocode 2 pratique – Annexe du chapitre 11) ; - Ecartement maximal des armatures transversales : scl,t max Min20.L ; b;400mm Cette valeur doit être multipliée par 0,60 dans : o Les zones de hauteur h (petite dimension du poteau) au-dessus et en-dessous des planchers, o Les zones de recouvrement si L > 14 en y prévoyant au moins 3 cadres. 6. - Dans les zones de changement de direction des barres, prévoir des armatures transversales pour reprendre l'effort associé si la pente du changement de direction est supérieure à 1/12 ; - Une barre longitudinale non tenue par des armatures transversales ne peut être à plus de 150mm d'une barre longitudinale tenue. PRECISIONS CONCERNANT LE FLUAGE La déformation du second ordre correspond à des charges de courte et de longue durée. On doit prendre en compte l'amplification de cette déformation due au fluage au prorata des charges de longue durée sur les charges totales et de leur durée d'application. • • • Le coefficient de fluage effectif ef , intervenant par l'expression (1 + ef) dans le calcul des déformations, peut être calculé de façon simplifiée par : c (,t0) est la valeur finale du coefficient de fluage M0Eqp = moment fléchissant du 1er ordre en combinaison quasi-permanente ELS M0Ed = moment fléchissant du 1er ordre en combinaison de calcul ELU Si le rapport M0Eqp / M0Ed varie dans l'élément ou dans la structure, on peut, soit calculer le rapport pour la section de moment maximal, soit utiliser une valeur moyenne représentative. L'effet du fluage peut être ignoré si les trois conditions suivantes sont satisfaites : (,t0) ≤ 2 (coefficient de fluage) ≤ 75 (élancement) M 0Ed h NEd • (h = hauteur de la section dans la direction correspondante) Le fluage peut aussi s'exprimer en fonction des charges (les moments étant proportionnels aux charges) : ef (, t 0). • G 2 .Q 1,35.G 1,50.Q Note. Si les conditions permettant de négliger les effets du second ordre sont à peine satisfaites, négliger à la fois les effets du 2e ordre et le fluage peut ne pas être assez conservateur, sauf si le ratio mécanique d'armatures As .f yd Ac .fcd 0,25 Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 22/37 Le calcul de (,t0) est explicité dans l'Annexe B de l'EC2. Les formules sont basées sur des séries d'essais réalisés sur des bétons qui ont ainsi permis de déterminer des courbes de fluage et d'en extraire des équations. (, t 0) 0 . c , t 0 : valeur finale du coefficient de fluage Avec : c , t 0 c t, t 0 pour t t t 0 c t, t 0 H t t 0 0,3 1,5.1 0,012.RH .h H 1,5. 1 0,012.RH 18 .h0 250 1500 pour fcm 35MPa H 18 0 35 f cm 250. 3 1500. 3 pour fcm 35MPa 0,5 3 On remarque que c t,t 0 tend vers 1 pour t donc (, t 0) 0 0 RH . fcm . t 0 RH 1 1 RH RH 1 100 pour f 35MPa cm 0,1.3 h0 100 . . pour f 35MPa 1 cm 2 0,1.3 h0 1 RH 0,2 0,7 35 35 et 2 f cm f cm 2.Ac (Ac : section de béton h0 u RH : taux d'humidité relative ; 1 f cm 16,8 t 0 1 u: périmètre béton) f cm 0,1 t 00c,2 t 0c 9 t 0,T . 2 t 0,2 0,T : âge du béton au moment du chargement ; on pourra considérer par hypothèse 28 jours. α : coefficient dépendant du type de ciment utilisé α = -1 pour les ciments de la classe S α = 0 pour les ciments de la classe N α = 1 pour les ciments de la classe R t 0,T Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 23/37 7. CALCUL DES VOILES EN BETON ARME On distingue 2 types de voiles en bâtiment : Les voiles dits non armés, qui ne possèdent pas d'armatures de traction sous sollicitation de flexion composée dans leur plan et qui respectent les conditions de voiles non armés données dans les paragraphes qui suivent. En compression simple, les voiles dits armés sont ceux pour lesquels l'effort normal résistant, sans armatures, calculé en tenant compte des effets du second ordre est supérieur à l'effort normal agissant. Cette vérification doit être vraie quelque soit la bande verticale de voile considérée. Les voiles armés qui sont calculés comme des poutres en flexion composée dans le cas des murs de contreventement. En compression simple, les voiles armés sont ceux pour lesquels il existe une bande verticale de voile où l'effort normal résistant, sans armatures, calculé en tenant compte des effets du second ordre est inférieur à l'effort normal agissant. Les dispositions concernant le flambement sont très similaires à celles des poteaux. La prise en compte des règles particulières listées dans les paragraphes qui suivent est tout de même nécessaire. 7.1 – Définition On considère un élément en béton armé de dimensions en plan : a b Cet élément sera considéré et calculé comme un voile s'il respecte la condition suivante : a b 4.a 4 7.2 – Voiles non armés 7.2.1 Résistance aux forces axiales et aux moments en ELU en béton non armé Les déformations imposées dues à la température ou au retrait peuvent être négligées, sous réserve de prévoir des dispositions constructives spécifiques (joint de dilatation, dispositions visant à limiter les effets du retrait, cure du béton...). Les efforts à prendre en compte sont donc : Les charges gravitaires (charges permanentes, charges d'exploitation, charges climatique de neige...) Les charges horizontales induisant un moment dans le voile (sous l'effet du vent, d'un séisme, ou de la poussée des terres...). Les voiles reprenant ainsi des efforts horizontaux sont aussi appelés voiles de contreventement. Nous aborderons plus particulièrement ces voiles dans un chapitre ultérieur. Le béton sera pris en compte en considérant : Soit le diagramme parabole – rectangle Soit le diagramme rectangulaire simplifié. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 24/37 On exprime la résistance d'un voile non armé en fonction de l'excentricité de la charge appliquée. Fig. 10 – Notation pour les voiles non armés e NRd .fcd .b.hw .1 2. h w 1 pour fck 50MPa Avec : 1 fck 50 pour 200 50 fck 90MPa Dans le cas d'un voile en béton non armé on considèrera l'expression : .fcd . cc,pl . fck c avec cc,pl 0,80 De plus : - L'excentricité maximale e doit être limitée pour éviter l'apparition de fissures à moins de prendre des dispositions constructives spécifiques visant à éviter une rupture locale de la section par traction. On pourra considérer la résistance à la traction dans le cas d'un voile en béton non armé : fctd ct,pl . fctk,0,05 c avec ct,pl 0,80 - L'épaisseur minimale des voiles doit être prise à 12cm - Une étude spécifique doit être menée dans le cas d'un effort tranchant sollicitant le voile non armé. On vérifiera en particulier que les contraintes compression cp cp k.VEd Acc NEd et de cisaillement Acc satisfont les inéquations suivantes : cp fcvd avec : 2 fcvd fctd cp.fctd si cp c,lim fcd 2. fctd .fctd fcd Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 25/37 cp c,lim 2 fcvd fctd cp.fctd 2 si cp c,lim fcd 2. fctd .fctd fcd Acc : section de béton comprimé fcvd : résistance de calcul en cisaillement et compression du béton NEd ; VEd : efforts normal et tranchant de calcul. 7.2.2 Calcul au flambement des voiles en béton non armé Les méthodes de prise en compte des effets du second ordre exposées précédemment pour les poteaux sont applicables en considérant les paramètres géométriques suivants : Elancement du voile : Rayon de giration : i .Lw i hw 12 hw : épaisseur du voile Lw : hauteur libre du voile On définit coefficient d'élancement défini dans le tableau suivant : Tab. 5 – Coefficient d'élancement Élément Schéma Coefficient Poteaux Poteaux et voiles libres à une extrémité - 1 - 2 Voiles encastrés sur 2 rives (2 planchers) 1 Voiles encastrés sur 3 rives (2 planchers + 1 voile transversal) 1 L 1 w 3.b Voiles encastrés sur 4 rives (2 planchers + 2 voiles transversaux) 1 L 1 w b si b Lw b 2.Lw si b Lw Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 26/37 2 2 Remarque : - les valeurs ci-dessus s'appliquent si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à Lw 3 ou de surface supérieure au 1/10ème de la surface du voile. Dans le cas contraire, on ne peut pas considérer les encastrements dans les voiles perpendiculaires. - un voile transversal peut être pris en compte si : o son épaisseur 0,50.hw o sa hauteur Lw o sa longueur transversalement (ne comportant pas d'ouverture) 0,20.Lw Dans le cas de voiles liés monolithiquement aux planchers haut et bas avec du béton coulé en place et un ferraillage approprié (pour équilibrer les moments), les valeurs de du tableau 5 peuvent être multipliées par 0,85. - 7.2.3 Méthode de calcul simplifiée pour les voiles en béton non armé L'effort résistant d'un voile non armé peut être calculé par : NRd b.hw .fcd . Avec : b = largeur totale de la section ; hw = épaisseur de la section ; = facteur d'excentricité du 2 ème ordre et de fluage : 1,14.1 2.etot hw L 2.etot 0,02. 0 1 h hw w etot e0 ei er e0 = excentricité du 1 ordre (incluant le cas échéant les effets des planchers et les actions horizontales) L ; 0,02m ei = excentricité additionnelle due aux imperfections géométriques. ei max 0 400 pour les poteaux et les voiles isolés dans les structures contreventées. L0 .Lw ou L0 0,85. .Lw Lw = hauteur libre entre planchers. Cette méthode est applicable également pour les poteaux en béton non armé. Remarque : - cette formule n'est pas sécuritaire pour des excentricités e0 0,15.hw et pour des élancements supérieurs à 35. Il convient de remplacer le coefficient 0,02 par 0,026 pour des élancements ≤ 90 et des excentricités 0,20.hw - La formule simplifiée BAEL est fausse et insécuritaire jusqu'à majorer de 35% la capacité portante par rapport à la méthode de Faessel. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 27/37 7.3 – Voiles armés Dès que l'effort normal agissant N Ed est supérieur à l'effort résistant d'un voile non armé N Rd calculé précédemment il est nécessaire de considérer un voile armé et de calculer les armatures d'après la méthode qui suit. 7.3.1 Calcul des armatures verticales On note : N Ed : Effort normal agissant ; Ac : section béton en plan du voile ou de la bande verticale de voile considérée ; : Effort normal résistant de la bande de voile calculé suivant les prescriptions des poteaux en béton armé en tenant compte des effets du second ordre (voir paragraphe 4.3) ; N Rd ,12 : Effort normal résistant de la bande de voile calculé suivant les prescriptions des voiles en béton non armé (voir paragraphe 7.2.3) ; N Rd ,6 Nota : Le terme N Rd ,6 renvoie normalement à l'effort normal résistant calculé au flambement dans la section 6 de l'EC2 or le flambement est traité dans la section 5. Les armatures nécessaires sont données par : As,v 0 si N Ed N Rd ,12 N Ed N Rd ,12 As,v 0,001.Ac .1 2. N Rd ,6 N Rd ,12 si N Ed N Rd ,12 7.3.2 Dispositions constructives concernant les armatures verticales On disposera au minimum la section d'armatures verticales : As,v min 0,002.Ac Réparties équitablement sur les deux faces. On veillera à ne pas dépasser la section d'armatures verticales : As,v max 0,04.Ac Sauf dans les zones de recouvrement où on peut atteindre As,v max 0,08.Ac L'espacement des aciers verticaux devra respecter : sv min3.h ; 400mm avec : h : épaisseur du mur Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 28/37 7.3.3 Dispositions constructives concernant les armatures horizontales Les armatures horizontales nécessaires sont données par : As,h min 0 si N Ed NRd,12 As,h min max0,25.Asv ; 0,001.Ac si N Ed N Rd,12 L'espacement des aciers horizontaux devra respecter : s h 400mm 7.3.4 Dispositions constructives concernant les armatures transversales Il est nécessaire de maintenir les armatures verticales par des armatures transversales (cadres, étriers, épingles) lorsque les armatures verticales sont à l'extérieur des armatures horizontales et lorsque : As,v 0,02.Ac Dans ce cas les armatures transversales doivent respecter l'espacement : st min20.ØL avec : ; h ; 400mm h : épaisseur du mur ; Ø L : diamètre des armatures verticales servant à la résistance du voile à la compression. Nota : dans le cas de l'utilisation d'un treillis soudés constitué de barres verticales ØL 16mm et enrobées de 2.ØL au moins, il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales même si les armatures verticales sont à l'extérieur des armatures horizontales. Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 29/37 8. EXEMPLE NUMERIQUE POTEAU RECTANGULAIRE (1) Données cad HA6 + ép HA6 Charges permanentes : 0,36 MN, Charges variables : 0,16 MN Articulé en tête et en pied Longueur : 2,60 m Charge de calcul ELU : NEd = 0,726 MN 200 2×3 2x3HA10 HA12 400 CALCUL DES POTEAUX SELON l'EUROCODE 2 et son Annexe nationale française Comparaison des méthodes : générale, rigidité nominale, courbure nominale et simplifiée de l'usage fait de ce programme Données fck 25 fyk 500 gC 1,5 gS 1,15 acier A2 b 0,4 h 0,2 L 2,6 Lo 2,6 Ng 0,36 Nq 0,16 gg 1,35 gq 1,5 e1 0 to 28 RH 50 ciment 42,5N Y2 0,3 MPa MPa m m m m MN MN m jours % résistance béton H. Thonier lmite élastique acier décembre 2009 coeff. béton coeff. acier 12/12/09 classe (A, B ou C) & 1 pour droite inclinée ou 2 pour palier largeur de la section hauteur de la section longueur libre du poteau longueur de flambement charge axiale permanente charge axiale variable coeff. charges permanentes coeff. charges variables excentricité éventuelle et constante du 1er ordre en ELU âge du béton lors du chargement taux d'humidité relative (en général 50% en intérieur et 80% en extérieur) classe de résistance du ciment : 32,5N ; 32,5R ; 42,5N ; 42,5R ; 52,5N ou 52,5R coefficient de combinaison quasi-permanente Lits d'armatures nbre barres(lit = diamètre = enrobage à l'axe = 1 2 3 10 0,031 3 10 0,169 section (cm2) 2,36 2,36 mm m 0,000 0,000 m 0,000 0,000 m cm2 Écrit par H. Thonier Poteaux et voiles – Flambement – Diverses méthodes de justification – V3.0 – p. 30/37 Résultats intermédiaires nécessaires pour la suite Béton fcd = fck/gC 16,6667 MPa contrainte de calcul du béton K = k1.k2/(1+ef) 0,0623 §5.8.7.2 (2) h0 = 2Ac/u 133,333 mm rayon moyen (éq.B.6) ...

éq. 5.19(3) K = (n -n) / (n -n) 0,00827 éq. 5.36 (4) f u bal 2,58847 § 5.8.6 1 +ef = 0,35+f /200-/150 0,17478 §5.8.8.3 (3) ck 25,8333 GPa §5.8.6 (3) Ecd = Ecm/CE K = 1+. ≥ 1 1,27763 éq.5.37 ef Es § 3.2.7 (4) 200 GPa module d'Young acier yd = fyd/Es 0,00217 cm2 §5.8.8.3 (3) As = SAsi 4,71 aire totale des armatures 2 0,5 is = [SAsi(h/2-di)]/SAsi] 0,069 m §5.8.8.3 (2) = SAsi/Ac 0,59% pourcentage d'armature d = h/2 + is 0,069 m §5.8.8.3 (2) d = di,max 0,169 m-1 hauteur utile maximale des armatures 1/r0 = yd/(0,45d) 0,02859 m §5.8.8.3 (1) = (As.fyd)/(Ac.fcd) 0,15366 §5.8.8.3 (3) 1/r = Kr.K.1/r0 0,02952 éq.5.34 2 c = pour section constante 9,8696 §5.8.8.2 (4) NOTE 2 e2 = (1/r)L0 /c 0,0222 m §5.8.8.2 (3) Couple moment-effort normal de calcul pour diagramme d'interaction (M,N) Les Neffets du second ordre peuvent0,726 ils être négligés ? voir plus haut MN Ed MEd = NEd.(e0+ei+e2) 0,0292 MNm éq. 5.33 On vérifie par la méthodemarge des faibles élancements. de : 24,7% sur le moment 4- Faible élancement MEd 5- voir plus haut = 1/(1+0,2ef) voir plus haut 0,5 = (1+2) = 0,7 = NEd/(Ac.fcd) = 20 A.B.C.(n)0,5 § 5.8.3.1 1,58847 0,7589 0,15366 1,14339 0,7 0,5445 16,5 < 45 Non applicable Les effets du 2° ordre ne peuvent être négligés Couple moment-effort normal de calcul pour diagramme d'interaction (M,N) voir plus haut MN = NEd.(e0+ei) MNm éq. 5.33 marge de : sur le moment Méthode simplifiée § 5.8.5 (1) RP = MIn(di)/h 0,155 kh = si h Building is evolving fast. This post explains a modern way of modular construction. We will look at its meaning, how it works, benefits, challenges, and what lies ahead. Introduction Modular... Introduction The construction industry faces serious sustainability challenges. Traditional concrete has a high carbon footprint. Its production releases large amounts of CO₂. Builders now seek eco-friendly alternatives. Hempcrete offers a... The construction industry is experiencing a revolution thanks to 3D printing technology. In recent years, additive manufacturing techniques have entered the realm of building large-scale structures, changing how we envision... Concrete Curing and Hydration Concrete is everywhere—from the sidewalks we walk on to the towering buildings that shape our cities. But have you ever wondered what makes concrete so strong and durable? The secret... Spandrel beams play a crucial role in structures. They provide both structural support and aesthetic appeal to buildings. However, what exactly is a spandrel beam? How does it differ from... Carbon Fiber in Construction The construction industry is always looking for better materials that are strong, light, and sustainable. As construction projects become more ambitious, they require materials that can meet these new demands.... Insulation is a critical component of any building structure because it plays a crucial role in regulating the internal temperature and reducing energy costs. Therefore, it is essential to understand... In recent years, there has been a growing interest in the use of recycled concrete in construction projects. This is partly due to the increasing awareness of the environmental impact... What is a cavity wall? A cavity wall is a particular style of wall construction used to have two masonry leaves (or layers) are separated by a hollow space. This style... What is concrete sowing? Applying a semi-transparent color to the surface of a concrete floor is known as concrete staining. It can be used to produce several effects, such as... Column buckling is a very unique subject and deserves more of your attention. Column buckling is the only area of mechanics where there's a different outcome. It starts with predicting how much weight the column can hold and seeing if it can support any more. In the 19th century, a number of columns were used to uphold the platform of new railway stations. When trains came in and left, the vibrations in the columns began to cause problems. Engineers soon found out that if a column is subjected to compression forces, it begins to buckle and as this process continues, it will eventually buckle all way around. Deformation in columns when axial load (i.e., compressive) is applied, or we can say that structural member or building elements which don't support a provided load and experience a at once change in its configuration(shape) it is called buckling. To understand buckling we have to understand stages of equilibrium (stability). There are three stages of equilibrium. Stable equilibrium Neutral equilibrium Unstable equilibrium Stable equilibrium is that when small disturbance (perturbation) is produced it causes very little movement but the structure returns to its original positions, as illustrated in below figure. Neutral equilibrium is that in when it is no possible to decide for the structure whether it is in unstable or stable equilibrium. When a very little disturbances produce it will cause large movements but structure may be brought back to previous position (original) with no work done. Stages of Equilibrium In stable equilibrium, structure with small disturbance (perturbation) don't produce large movements, and structure return to original position as soon as disturbance remove. There are two main reasons when equilibrium state becomes unstable due to. Large deformations of the structureelasticity of the structural materials So, the definition of stability had no relation as the geometry of structure under the effect of compressive load for structure. Long or slender column is aa line element which is subjected to compressive load. Buckling is may be in slender column (long column) and in web of beams like channel section, I section etc. Structural members (i.e., beams) may behave as stable structure when tensile loading is subjected to them, they may fail the stress are more the its ultimate strength. In matter of elements (i.e., column) when it has compressive force, bending effects(secondary) like imperfection in the provided materials or may be in the process of fabrication, eccentric loading which is inaccurate placement of loads, unsymmetrical cross section can cause premature column failure which may be local or global. In this matter failure is buking. Here are some types of buckling. Overall buckling Distortional Buckling Lateral Torsional buckling Torsional Flexural Buckling Global Buckling Local bucklingFlexural Buckling compressive members design is mostly affected by based on overall buckling capacity. Like the compressive load which is maximin can be carried before the buckling is due to much buckling in the plane of highest slenderness. Mostly overall buckling in case occurs in column of frame structure and in member of compressive load. Distortional buckling for the most part occurs for nearly more smaller beams. This is the final product of an exchange between the 2 types of buckling modes. Local buckling and lateral-twist buckling, the two of which are for the most part planned (designed) independently. While distortional buckling happens when the web is disfigured and the flanges turn (twist) and because of this it ends in deflection, the outcome being a low torsional resistance. When the axial load i.e., compression is applied on the structure members having small torsional stiffness may have great chances of buckling in such a way that its cross section is twisted. It is called Lateral Torsional buckling. This type of buckling mostly occur in beam of I section, channel section having monosymmetric system. At the point when it buckles the structural beam, it will bent together and consequently deflects. At the point when a pure bending moment follows up on an I-beam about its significant (major) axis, one flange of beam goes through compression and the other goes through tension. This type of buckling happens globally and impacts the beam is known as globally buckling. Global Buckling can be similarly subdivided relying on the kind of load appearing on the beam and kind of deformation that takes place. In this axis of structural member does not change, because it happens on a specific part of Colum or web of beams, but the strength beam or column cross section is reduced by the buckling of a component of that structural member. A beam can buckle in a plane without twisting is called flexural buckling. which may be under moment, axial or simultaneously loading condition. On the off chance that a part of member goes through pure axial load, it might twist in lateral direction and take the state of a sinus wave. Also Read: Shear Wall Types and Design Techniques for Shear Wall The following factors that cause buckling: Exorbitant yielding and buckling of reinforcement happen in seriously harmed concrete member i.e., beam and columns. The reinforcement may furthermore have buckled, extended or unreasonably yielded in such members. The reasons for buckling and yielding of steel in substantial designs happen because of surprising use of burdens for which the part was not designed or because of durability issues in concrete. Inquisitively, the mechanics of eccentric (loaded) column buckling can be seen additional straight-forward than these of the old-style hypothesis. For, dislike traditional failure of column buckling right here can related to material's yield strength certainly. As a matter of fact, it will be demonstrated that underneath conditions like eccentric loading, failure will consistently appear because of stresses surpassing the material's yield power sooner than the load arrives at its so-called critical value. On the off chance that a substantial design isn't safeguarded from the erosive impacts of the components, for example, water and acids, its structure integrity respectability could be compromised, making the whole construction causes buckling and failed. This happens in regions like foundation and basement, where unnecessary water or dampness gathers. Salt water is especially risky to substantial structures since it can likewise causes rusting the reinforcement inside the concrete structure. Concrete is especially impervious to compressive or vertical burdens, which is the reason it is utilized generally in footings and foundation. Nevertheless, on the off chance that the load acting on a concrete structure is more than the design load (also called critical load) it will make the structure to buckle under the weight. The critical load is determined by its cross-section, the elasticity of the materials that make it and the region over which the force is conveyed for the concrete structure or column. Concrete might be great at enduring vertical loads yet it is relatively defenseless against lateral loads. To that end concrete designs are frequently supported with steel (reinforce concrete), which has integral attributes, less strong on vertical burdens, stronger on lateral forces. On the off chance that a concrete design structure gets an additional sideway or horizontal forces, it could buckle. This happens frequently during quakes, which incur greater lateral forces on the structure. During winter and summer material expend and contract. For that reason, engineer's configuration concrete designs with development joints that permit the construction to extend and contract without buckling. Be that as it may, on the off chance that expansion joints are not embedded, or on the other hand assuming that these extension joints get filled in with unfamiliar material, it could make the concrete structure design buckle when the temperature increments. This frequently occurs with concrete clearing during the warm weather. It is the length of column (effective, Le) to the minimum radius of gyration (rmin) of cross-sectional area, the ratio of both of these is called slenderness ration. Buckling will take place where rmin (minimum radius f gyration) if the free rotation at end of column is allowed. Buckling is mostly in slender or long column. Column is said to be long if ration of its effective length to its least dimension more than twelve (12) then column is said to be slender column. To describe a vertical member this term is frequently used, also its length is greater than least cross-sectional dimension (30 times). Element of such types failed because of excess later deflection at value of stresses which are much less than the crushing value. Flexures stress are dominant in slender column then the compressive stress. Euler's hypothesis of buckling for column was created by Leonhard Euler a Swiss mathematician in 1757.Euler's guideline of section buckling is utilized to gauge the basic buckling load of section as the stress in the section stays versatile. Euler's theory is basically found on certain suppositions referring to axial load application, cross-section, factor of column failure, column material and stress limit. Buckling failure happens when the size of the segment is expanded than its cross-area. Euler's guideline expresses that the stress in the section because of a direct load is more modest than the stresses due to buckling failure. Tension which is within the column are inside of elastic limit.Substances of the column are homogeneous and isotropicInitially, element (column) definitely straight.To its cross-sectional dimensions, size of the column is giant in evaluation.The far ends of the columns have no friction.The self-weight of the column itself is ignored.Column failure is solely due to buckling.Column cross sectional is even (uniform) all through its length.Axial load is passes through the centroid of the segment. $P_e = π^2EI / le^2$ le = Effective length P_e = Buckling load I = Moment of inertia E = Modulus of Elasticity It is the length of the column corresponding to the half sigh wave or length between the point of contra-flexure. For fundamental buckling the Euler critical load depends upon the effective length. Ratio between the effective length and original length. The factor K depends upon the endboundary Condition of the column. The critical load of as slender bar (columns) subjected to axial compression is that value of the axial load that is just sufficient to keep the bar a slightly deflected configuration. Case-I: P < Pcr Stable Equilibrium and No Buckling Case-II: P = Pcr Equilibrium State and Slight deflection Case-III: P > Pcr Unstable State and Buckling There are different factors that affect the stability of buildings. One of them is column buckling. This article focuses on what it is and why it's important to consider in structural engineering. We will cover design considerations and associated equations as well. How to calculate column loads? Previously we have covered topics on how to calculate column loads from floors in the two articles Tributary areas of columns and how to best calculate them and Irregular Tributary Areas and How To Best Calculate Them. Given the load on the column, the next natural step is to ensure that the resulting load does not exceed the column's structural capacity, including column buckling. What is Column Buckling? Column buckling is a phenomenon in structural engineering which occurs when slender elements under high compression suddenly collapse. Thankfully design measures can be taken to prevent this. This buckling load analysis shows the maximum load that the column can resist before buckling. The factors which impact this analysis are element length, stiffness in geometry and elasticity of the material. Another important nature of the failure mode is that it is instantaneous. This is also the reason why it is so deceptive and dangerous. Elastic Buckling Slender columns have higher risk of experiencing elastic buckling. You can think of it as the breakage that occurs when bending a spaghetti noodle. Further more, it occurs at a level of stress that is less than the ultimate stress capacity of the material. It is due to instability in the column which results in failure. The ideal column to resist buckling is the one that has homogenous cross-section and that it is initially straight. However, there are small imperfections in the structural elements related to fabrication and material. Buckling in columns can also be an effect of eccentric load. Critical Load in Column Buckling An important concept in the context is the critical load. It is the maximum compressive load in the axial direction which the column can resist before collapsing due to buckling. We can use the formula given below to calculate the critical load: Pcr = π2E / (K L)2 WherePcr , is the critical force at which the column will buckle.E, Young's modulus of the material.I, the smallest area moment of inertia of the cross sectionK, The effective length factorL, Unsupported length of the column. Free Critical Load Calculator Given the equation above, you can use the calculator below to calculate the critical load. Did you like this post? Sign up and we'll send you more awesome posts like this every month. Free Critical Load Calculator Given the equation above, use the calculator below to calculate the critical force Pr (N or lb), given the properties E (Pa or psi), I (m4 or in4), K (-), and L (m or in) of the column. Use either metric or imperial units - don't mix. Calculation of Column Buckling In addition to the equation above, Euler's formula provides an appropriate equation to calculate the critical stress. We will discuss Euler's formula along with other important factors in further discussion. σcr = π2E / (Le/ r)2 Where,σcr , Critical stress which is basically the average stress at which the column buckles. L, Unsupported length of the column.A, The cross-sectional area of the column.E, The elasticity of the material. K The factor of length. It shows the end condition of the column. In the next section, this blog will discuss the effective length factor. Column End Conditions Different end conditions related to column buckling can be identified by the illustrations below: Different end conditions related to column buckling and the calculation of effective length In each of the illustrations below different end conditions of columns is demonstrated. The first figure shows the end condition with one end fixed and another one free. K for this scenario is 2.The second scenario has both ends pinned. K for this scenario is 1. The third has one end fixed and the other end pinned. K for this situation is 0.7.The fourth is presenting both ends fixed. K for this case is 0.65. K represents the effective length factor which is dependent on the end condition of the column. Each of these illustrations helps in identifying the change in K based on the end condition of the column. The length of the pinned-pinned column is the effective length of the column that is calculated by the following formula: Leff = K L Where,Leff = effective lengthL = actual unsupported length There is an alternative for K, and that is the end coefficient, C. Both of these factors are related to each other inversely that can be shown by the equation below. This equation will help in finding the relationship of C with K. C = 1/K2 Modes of Buckling We will discuss different modes of buckling in further discussion in this section. Flexural-torsional buckling It is a combination of twisting and bending in response to compression in the column. This mode is therefore common where the column is exposed to bending load. Crippling The flange plates in the column section such as channels can bear more load at the corners. Usually, the flanges buckle locally after the extra load is put on them. Crippling is basically the failure of a whole section at once. Dynamic Buckling If the column is suddenly loaded and unloaded, it can sustain a higher load. The column can bear less load in case of static load. Usually, this phenomenon occurs in long columns which do not have any support. Conclusion Column buckling and relevant factors have been discussed in this blog post. There are different factors that can result in buckling such as increased load. Firstly, the axial compression force is one of the main factors which result in column buckling. Secondly, the elasticity of the material has a high impact. It is important to note that the compressive strength of the material does not affect the buckling load. On the other hand, the second moment of area of the cross-section is directly proportional to the column buckling load. A software that can help in calculating column buckling load is Tribby3d. It can help in making designing easier through advanced features. This software is easy to use, convenient and reliable. Read more about the software here and sign up for free at Tribby3d is a software for calculating column loads Bending Moment: The Best Equations to know (Free Calculator) Irregular Tributary Areas and How To Best Calculate Them Tribby3d is a simple yet powerful cloud based structural engineering software for computing tributary areas of column and wall elements. Model structures directly in the app or import floor layouts as dxf files. Compute the tributary areas of the column and wall elements and download the results as an Excel file, ready to be used for structural design. By using geometric methods, Tribby3d can analyze and estimate tributary areas without the need for a detailed FE model, making it particularly appropriate for early stage design. Read more about the solution here, or check out the demo below: DRAW MODELS Tribby3d is equipped with a 2D model editor allowing you to draw floors, columns and walls directly in your browser. ANALYZE TRIBS Given a set of floors, columns and walls, Tribby3d computes the individual elements' tributary area ready to be plugged into your design calculations. EXPORT EXCEL In addition to the visual feedback in the editor, the analysis results from the tributary area computation can be downloaded to excel files. IMPORT DXF As an alternative approach to drawing models in the editor – floors, columns and walls can be imported to Tribby3d by dxf files. SAVE PROJECTS Tribby3d allows you to save your projects and models in the app, enabling you to access your models at any time. Read more about the solution here. Subscribe to our newsletter Get the latest news and updates about Tribby3d: Tributary Areas of Columns and How to Best Calculate them Irregular Tributary Areas and How To Best Calculate Them Slenderness Ratio and the Important Concepts You should know Column Buckling and why it's Important to Know About Bending Moment, The Best Equations to know – Free Calculator Structural Engineering Software to Learn in 2022: Top 10 Best Structural Engineer Salary: The Complete Guide You Must Read Smart City: Artificial Intelligence and its Impact on Civil Engineering Green Buildings and Sustainable Development: The Best Most Exciting Examples Load On Structures: The Important Engineering Facts You Need to Know & Expect – Wikipedia, the free encyclopedia that anyone can edit. 111,866 active editors 7,011,274 articles in English Paperback cover of Jaws Jaws is an American thriller film that was released on June 20, 1975, directed by Steven Spielberg, and based on Peter Benchley's 1974 novel Jaws (paperback cover shown; for the film poster, see today's Picture of the Day). It stars Roy Scheider as police chief Martin Brody, who, with the help of a marine biologist (Richard Dreyfuss) and a professional shark hunter (Robert Shaw), hunts a man-eating great white shark that has attacked beachgoers at his summer resort town. The film was distributed by Universal Pictures to more than 450 screens, a wide release for the time. It was extensively marketed and followed by three sequels. Regarded as a watershed in motion picture history, Jaws was the prototypical summer blockbuster and the highest-grossing film of all time until Star Wars two years later; both films were pivotal in establishing the modern Hollywood business model. Jaws was in 2001 selected by the Library of Congress for preservation in the National Film Registry. (Full article...) Recently featured: History Ian Carmichael Russet sparrow Archive By email More featured articles About Welsh presbytery meeting, 1940 ... that the term "middle judicatory", which many denominations use for their mid-tier organizations, originated in Presbyterian courts (example pictured) for church discipline? ... that texting someone a poop emoji in Japan is a way to wish them good luck? ... that American football player Dominic Vairo went from being forced off the freshman team at Notre Dame to becoming captain of the varsity team? ... that an anime programming block that originally aired on the American television channel TechTV was the inspiration for the co-founder of a Japanese animation studio? ... that ratline organizer Ivo Omrčanin once beat a suspected informant with an umbrella? ... that a leak from a natural-gas storage field led to the destruction of or damage to almost 30 buildings in Hutchinson, Kansas? ... that Lorenzo Pace performed a candlelit flute concerto at the outset of his dissertation defense? ... that Queen Afua inspired New York City mayor Eric Adams to become vegan? ... that the Fuck Tree has been described as a "physical embodiment of desire"? Archive Start a new article Nominate an article Aleksander Barkov In ice hockey, the Florida Panthers (captain Aleksander Barkov pictured) defeat the Edmonton Oilers to win the Stanley Cup. In motorsport, Robert Kubica, Yifei Ye, and Phil Hanson of AF Corse win the 24 Hours of Le Mans. In the US state of Minnesota, state representative Melissa Hortman is assassinated and state senator John Hoffman is injured. Former president of Nicaragua and first elected female president in the Americas Violeta Chamorro dies at the age of 95. Ongoing: Gaza war Russian invasion of Ukraine timeline Sudanese civil war timeline Recent deaths: Alfred Brendel Ali Shamkhani Hamilton Wanasinghe Afa Ah Loo Geoff Palmer Stella Chen Nominate an article June 20: World Refugee Day Eid al-Mubahalah (Shia Islam, 2025) Queen Victoria 1837 – Queen Victoria (pictured) acceded to the British throne, beginning a 63-year reign. 1921 – British Army officer Thomas Stanton Lambert was assassinated by the Irish Republican Army near Moydrum, Ireland. 1959 – The extratropical remnants of an Atlantic hurricane reached the Gulf of St. Lawrence in Canada, causing 22 fishing boats to capsize and killing 35 people. 1979 – Bill Stewart, an American journalist, was executed by Nicaraguan Guardia forces. 1982 – The International Conference on the Holocaust and Genocide, the first major conference in the field of genocide studies, opened despite Turkish attempts to cancel it due to the inclusion of presentations on the Armenian genocide. John of Lancaster (b. 1389)Fritz Koenig (b. 1924)Edith Windsor (b. 1929)Ulf Merbold (b. 1941) More anniversaries: June 19 June 20 June 21 Archive By email List of days of the year About Boris Johnson's 56th birthday party Events of the UK's Partygate scandal began on 23 March 2020, when, in an effort to limit deaths during the COVID-19 pandemic, Prime Minister Boris Johnson announced new rules prohibiting gatherings of people who did not live together. Despite these regulations, regular social gatherings continued to take place in Downing Street and Whitehall, including a surprise party for Johnson's 56th birthday on 19 June (pictured). News articles about these events began to appear in late 2021, with the majority of them published by the journalists Pippa Crerar and Paul Brand. Johnson denied any wrongdoing, and stated that the rules were followed at all times. In January 2022, a criminal investigation into the scandal was launched by the Metropolitan Police. As a result, 126 fixed penalty notices were issued, including one to Johnson for attending his surprise birthday party, making him the first serving prime minister to be found to have broken the law. Johnson subsequently resigned as prime minister on 7 July, and as a member of parliament the following year. (Full list...) Recently featured: Songs by Gen Hoshino Emperors of the Ming dynasty Awards and nominations received by Bini Archive More featured lists This drawing, by Roger Kastel, of a shark with a mouth filled with jagged teeth, rising towards an unsuspecting female swimmer, was completed in 1974. Its first appearance was as a book cover illustrated as the image accompanying Today's Featured Article) with publication of the paperback edition of the novel by Peter Benchley, on January 1, 1975. Later that year, it formed the basis for one of the most iconic film posters in history (shown here) with the release of the movie on June 20, 1975. In 2014, the Review Board of the United States Copyright Office upheld the denial of a copyright for the artwork as there was no proper notice of copyright, since the only copyright notice in the paperback was that of Benchley's 1974 copyright of the text. Illustration credit: Roger Kastel; courtesy of the Everett Collection; retouched by Crisco 1492 Recently featured: Dred Scott Garni Temple Igor Stravinsky Archive More featured pictures Community portal – The central hub for editors, with resources, links, tasks, and announcements. Village pump – Forum for discussions about Wikipedia itself, including policies and technical issues. Site news – Sources of news about Wikipedia and the broader Wikimedia movement. Teahouse – Ask basic questions about using or editing Wikipedia. Help desk – Ask questions about using or editing Wikipedia. Reference desk – Ask research questions about encyclopedic topics. Content portals – A unique way to navigate the encyclopedia. Wikipedia is written by volunteer editors and hosted by the Wikimedia Foundation, a non-profit organization that also hosts a range of other volunteer projects: CommonsFree media repository MediaWikiWiki software development Meta-WikiWikimedia project coordination WikibooksFree textbooks and manuals WikidataFree knowledge base WikinewsFree-content news WikiquoteCollection of quotations WikisourceFree-content library WikispeciesDirectory of species WikiversityFree learning tools WikivoyageFree travel guide WiktionaryDictionary and thesaurus This Wikipedia is written in English. Many other Wikipedias are available; some of the largest are listed below. 1,000,000+ articles العربية Deutsch Español فارسی Français Italiano Nederlands 日本語 Polski Português Русский Svenska Українська Tiếng Việt 中文 250,000+ articles Bahasa Indonesia Bahasa Melayu Bân-lâm-gú Български Català Čeština Dansk Eesti Ελληνικά Esperanto Euskara עברית Հայերեն Magyar Norsk bokmål Română Simple English Slovenčina Srpski Srpskohrvatski Suomi Türkçe Oʻzbekcha 50,000+ articles Asturianu Azərbaycanca বাংলা Bosanski کوردی Frysk Gaeilge Galego Hrvatski ქართული Kurdî Latviešu Lietuvių മലയാളം Македонски မြန်မာဘာသာ Norsk nynorsk ਪੰਜਾਬੀ Shqip Slovenščina ไทย తెలుగు اردو Retrieved from " 2 Calendar year Years Millennium 2nd millennium Centuries 18th century 19th century 20th century Decades 1810s 1820s 1830s 1840s 1850s Years 1834 1835 1836 1837 1838 1839 1840 vte June 20: Queen Victoria accedes to the British throne. 1837 by topic Humanities Archaeology Architecture Art Literature Poetry Music By country Australia Belgium Brazil Canada Denmark France Germany New Zealand Norway Portugal Russia South Africa Spain Sweden United Kingdom United States Other topics Rail transport Science Sports Lists of leaders Sovereign states Sovereign state leaders Territorial governors Religious leaders Law Birth and death categories Births Deaths Establishments and disestablishments categories Establishments Disestablishments Works category Works vte 1837 in various calendarsGregorian calendar1837MDCCCXXXVIIAb urbe condita2590Armenian calendar1286ԹՎ ՌՄՁԶAssyrian calendar6587Balinese saka calendar1758–1759Bengali calendar1243–1244Berber calendar2787British Regnal year7 Will. 4 – 1 Vict. 1Buddhist calendar2381Burmese calendar1199Byzantine calendar7345–7346Chinese calendar丙申年 (Fire Monkey)4534 or 4327 — to — 丁酉年 (Fire Rooster)4535 or 4328Coptic calendar1553–1554Discordian calendar3003Ethiopian calendar1829–1830Hebrew calendar5597–5598Hindu calendars - Vikram Samvat1893–1894 - Shaka Samvat1758–1759 - Kali Yuga4937–4938Holocene calendar11837Igbo calendar837–838Iranian calendar1215–1216Islamic calendar1252–1253Japanese calendarTenpō 8(天保８年)Javanese calendar1764–1765Julian calendarGregorian minus 12 daysKorean calendar4170Minguo calendar75 before ROC民前75年Nanakshahi calendar369Thai solar calendar2379–2380Tibetan calendar阳火猴年(male Fire-Monkey)1963 or 1582 or 810 — to — 阴火鸡年(female Fire-Rooster)1964 or 1583 or 811 Wikimedia Commons has media related to 1837. 1837 (MDCCCXXXVII) was a common year starting on Sunday of the Gregorian calendar and a common year starting on Friday of the Julian calendar, the 1837th year of the Common Era (CE) and Anno Domini (AD) designations, the 837th year of the 2nd millennium, the 37th year of the 19th century, and the 8th year of the 1830s decade. As of the start of 1837, the Gregorian calendar was 12 days ahead of the Julian calendar, which remained in localized use until 1923. Calendar year January 1 – The destructive Galilee earthquake causes thousands of deaths in Ottoman Syria. January 26 – Michigan becomes the 26th state admitted to the United States. February 25 – In Philadelphia, the Institute for Colored Youth (ICY) is founded, as the first institution for the higher education of black people in the United States. February – Charles Dickens's Oliver Twist begins publication in serial form in London. March 1 – The Congregation of Holy Cross is formed in Le Mans, France, by the signing of the Fundamental Act of Union, which legally joins the Auxiliary Priests of Blessed Basil Moreau, CSC, and the Brothers of St. Joseph (founded by Jacques-François Dujarié) into one religious association. April 12 – The conglomerate of Procter & Gamble has its origins, when British-born businessmen William Procter and James Gamble begin selling their first manufactured goods (soap and candles) in Cincinnati, Ohio.[1] April 24 – The great fire in Surat, a city of India, begins. Over a three-day period, the fire kills more than 500 people and destroys more than 9,000 houses. May 10 – The Panic of 1837 begins in New York City. May – W. F. Cooke and Charles Wheatstone patent an electrical telegraph system. June 5 – The city of Houston is incorporated by the Republic of Texas. June 11 – The Broad Street Riot occurs in Boston, Massachusetts, fueled by ethnic tensions between the Irish and the Yankees. June 20 – Queen Victoria, 18, accedes to the throne of the United Kingdom, on the death of her uncle William IV without legitimate heirs (she will reign for more than 63 years).[2] Under Salic law, the Kingdom of Hanover passes to William's brother, Ernest Augustus, Duke of Cumberland, ending the personal union of Britain and Hanover which has persisted since 1714. July 13 – Queen Victoria moves from Kensington Palace into Buckingham Palace, the first British monarch to make this, rather than St James's Palace, as her London home.[3] July – Charles W. King sets sail on the American merchant ship Morrison. In the Morrison incident, he is turned away from Japanese ports with cannon fire. August 16 – The Dutch colonial forces sack the fortress of Bonjol, Indonesia, ending the Padri War. September 19 – First Carlist War: Battle of Aranzueque – The liberal forces loyal to Queen Isabel II of Spain are victorious, ending the Carlist campaign known as the Expedición Real. September 26 – The destructive "Racer's hurricane" sweeps across the Caribbean, northeastern Mexico, the Republic of Texas and the Gulf Coast of the United States and lasts until October 9, after killing at least 105 people.[4] September 28 – Samuel Morse files a caveat for a patent for the telegraph.[5] October 13 – The French army under Sylvain Charles Valée captures the city of Constantine in French Algeria after a siege of three days. October 30 – The Tsarskoye Selo Railway, the first in the Russian Empire, opens between Saint Petersburg Tsarskoselsky station and Zarskoje Selo (modern-day Pushkin), engineered by Franz Anton von Gerstner.[6][7] October 31 – In what will become the world's leading consumer goods brand, Procter & Gamble is founded in Ohio in the United States.[8] November 6 Louis-Joseph Papineau begins the Lower Canada Rebellion in the Quebec city of Montreal.[9] November 7 – American abolitionist and newspaper editor Elijah Lovejoy is killed by a pro-slavery mob, at his warehouse in Alton, Illinois. November 8 – Mount Holyoke Female Seminary, later Mount Holyoke College, is founded in South Hadley, Massachusetts. November 17 – An earthquake in Valdivia, south-central Chile, causes tsunamis that led to significant destruction along Japan's coast.[10] December 4 – Samuel Lount begins the Upper Canada Rebellion by marching with rebel followers to Toronto, one month after a similar rebellion against British rule had begun in Lower Canada.[11] December 17 – Fire breaks out in the Winter Palace, in Saint Petersburg, Russia killing 30 guards. December 23 – The Slave Compensation Act is signed into law by the government of the United Kingdom. This paid a substantial amount of money, constituting 40% of the Treasury's tax receipts at the time, to former enslavers but nothing to those formerly enslaved.[12] December 29 – The Caroline Affair, on the Niagara River, becomes the basis for the Caroline test for anticipatory self-defence in international relations. L'Atelier de l'artiste. An 1837 daguerreotype by Louis Daguerre. Louis Daguerre develops the daguerreotype. The 5th century B.C. Berlin Foundry Cup is acquired for the Antikensammlung Berlin of Germany. The Olney Friends School is founded in the Appalachian Mountains of the United States. The first electric locomotive built is a miniature battery locomotive constructed by chemist Robert Davidson of Aberdeen in Scotland, and powered by galvanic cells (batteries). Atlanta is fixed as the terminal of the Western and Atlantic Railroad; it is originally named Marthasville.[13] J. P. Morgan January 2 – Mily Balakirev, Russian composer (d. 1910) January 7 – Thomas Henry Ismay, English shipowner (White Star Line) (d. 1899) February 5 Dwight L. Moody, American evangelist (d. 1899) Edward Miner Gallaudet, American educator of the deaf (d. 1917) February 13 – Valentin Zubiaurre, Spanish composer (d. 1914) February 20 – Samuel Swett Green, American librarian, advocate (d. 1918) February 24 – Nakamura Kuranosuke, Japanese admiral (d. 1916) March 1 – William Dean Howells, American writer, historian, editor, and politician (d. 1920) March 3 – Jacques Duchesne, French general (d. 1918) March 7 – Henry Draper, American physician and astronomer (d. 1882) March 18 – Grover Cleveland, 22nd and 24th President of the United States (d. 1908) March 22 – Virginia Oldoini, Countess of Castiglione (d. 1899) March 23 – Sir Charles Wyndham, English actor, theatrical manager (d. 1919) March 27 – Kate Fox, American medium (d. 1892) April 1 – Luis Benítez de Lugo (d. 1876) April 5 – Algernon Charles Swinburne, English poet (d. 1909) April 17 – J. P. Morgan, American financier, banker (d. 1913) April 21 – Fredrik Bajer, Danish politician, pacifist, recipient of the Nobel Peace Prize (d. 1922) April 27 – Queen Cheorin, Korean queen (d. 1878) April 29 – Georges Ernest Boulanger, French general, politician (d. 1891) May 15 Anna Maria Mozzoni, Italian feminist, founder of the Italian women's movement (d. 1920) Theodor Rosetti, 16th Prime Minister of Romania (d. 1923) May 7 – Karl Mauch, German explorer (d. 1875) May 19 Adam Opel, German engineer, industrialist (d. 1895) Ben Hall, Australian bushranger (d. 1865) May 27 – Wild Bill Hickok, American gunfighter (d. 1876) May 30 – Tony Pastor, American impresario, theater owner (d. 1908) June 22 Paul Bachmann, German mathematician (d. 1920) Paul Morphy, American chess player (d. 1884) Touch the Clouds, Native American Miniconjou chief (d. 1905) June 28 – Petre P. Carp, 2-time prime minister of Romania (d. 1919) Anna Filosofova John Louis Emperor Elisabeth of Austria July 4 – Carolus-Duran, French painter (d. 1917) July 15 – Stephanie of Hohenzollern-Sigmaringen, Queen consort of Portugal (d. 1859) July 18 – Vasil Levski, Bulgarian revolutionary (d. 1873) July 21 – Johanna Hedén, Swedish midwife, surgeon (d. 1912) August 1 – (hupt.) Mary Harris Jones ("Mother Jones"), Irish-American labor leader (d. 1930) August 5 – Anna Filosofova, Russian women's rights activist (d. 1912) August 24 – Théodore Dubois, French composer (d. 1924) September 2 – James H. Wilson, Union Army major general in the American Civil War (d. 1925) September 12 – Louis IV, Grand Duke of Hesse (d. 1892) September 14 – Nikolai Bugaev, Russian mathematician (d.1903) September 16 – King Pedro V of Portugal (d. 1861) September 18 – Aires de Ornelas e Vasconcelos, Portuguese Archbishop of Goa (d. 1880) September 24 – Mark Hanna, United States Senator from Ohio (d. 1904) October 3 – Nicolás Avellaneda, Argentine president (d. 1885) October 4 – Auguste-Réal Angers, Canadian judge and politician, 6th Lieutenant Governor of Quebec (d. 1919) October 5 – José Plácido Caamaño, 12th President of Ecuador (d. 1900) October 10 – Robert Gould Shaw, Union Army general in the American Civil War, social reformer (d. 1863) October 26 – Carl Koldewey, German explorer famous for the German North Polar Expedition (d. 1908) October 28 – Tokugawa Yoshinobu, Japanese shōgun, 15th and last of the Tokugawa shogunate (d. 1913)[14] October 29 – Harriet Powers, African-American folk artist (d. 1910) November 2 – Émile Bayard, French artist, illustrator (d. 1891) November 5 – Arnold Janssen, German-born Catholic priest, saint (d. 1909) November 20 – Lewis Waterman, American inventor, businessman (d. 1901) November 23 – Johannes Diderik van der Waals, Dutch physicist, Nobel Prize laureate (d. 1923) December (unknown date) – Bella French Swisher, American writer (d. 1893) December 9 – Kabayama Sukenori, Japanese samurai, general, and statesman (d. 1922) December 11 – Webster Paulson, English civil engineer (d. 1887) December 15 – George B. Post, American architect (d. 1913) December 24 Empress Elisabeth of Austria, wife of Emperor Franz Joseph I (d. 1898) Cosima Wagner, wife of German composer Richard Wagner (d. 1930) December 26 Sir William Dawkins, British geologist (d. 1929) George Dewey, American admiral (d. 1917) Alexander Pushkin Osgood Dunnand Lipsius January 8 – Duke Maximilian in Bavaria, Great-grandfather of Empress Elisabeth of Austria (b. 1752) January 20 – John Soane, British architect (b. 1753) January 23 – John Field, Irish composer (b. 1782) February 7 – Gustav IV Adolf, ex-King of Sweden (b. 1778) February 10 – Alexander Pushkin, Russian author (b. 1799) February 19 – Georg Büchner, German playwright (b. 1813) March 31 – John Constable, English painter (b. 1776) April 4 – Louis-Sébastien Lenormand, French chemist, physicist, and inventor (b. 1757) April 28 – Joseph Souham, French general (b. 1760) May 5 – Niccolò Antonio Zingarelli, Italian composer (b. 1752) May 20 – Prince Frederick of Hesse-Kassel (b. 1747) June 14 – Giacomo Leopardi, Italian writer (b. 1798) June 29 – Nathaniel Macon, American politician (b. 1757) June 20 – King William IV of the United Kingdom and Hanover (b. 1765) July 18 – Vincenzo Borg, Maltese merchant, rebel leader (b. 1777) August 12 – Pierre Laromiguière, French philosopher (b. 1756) September 7 – Fabian Gottlieb von Osten-Sacken, Russian military leader (b. 1752) September 21 – Pieter Vreede, Dutch politician (b. 1750) September 28 – Akbar II, last Mughal emperor of India (b. 1760) October 1 – Robert Clark, American politician (b. 1777) October 10 – Charles Fourier, French philosopher (b. 1772)[15] October 12 – Charles-Marie Denys de Damrémont, French governor-general of French Algeria (killed during the siege of Constantine) (b. 1783) October 17 Johann Nepomuk Hummel, Austrian composer (b. 1778) Peter Lebeck, French trapper and namesake of Lebec, California (birth unknown) November 7 – Elijah P. Lovejoy, American abolitionist (b. 1802) November 28 – Sophie Botta, the Durable Countess, a woman of mysterious identity Anne Pippin, Sengrasse Sgnara (b. 1747) Mary Dixon Kies, first American recipient of a U.S. patent (b. 1752) Thomas Ross, "Procter & Gamble history" (PDF). Archived from the original (PDF) on January 17, 2016. Retrieved September 22, 2015. ^ "Icons, a portrait of England 1820–1840". Archived from the original on September 22, 2007. Retrieved September 12, 2007. ^ Penguin Pocket On This Day. Penguin Reference Library. 2006. ISBN 0-14-102715-0. ^ National Hurricane Center (January 20, 2016). "The Deadliest Atlantic Tropical Cyclones, 1492–1996". National Oceanic and Atmospheric Administration. Archived from the original on February 2, 2017. Retrieved January 20, 2017. ^ Morse Timeline Archived May 14, 2014, at the Wayback Machine on memory.loc.gov (accessed on May 27, 2014) ^ Haywood, Richard Mowbray (1969). The Beginnings of Railway Development in Russia in the Reign of Nicholas I, 1835–1842. Durham, N.C.: Duke University Press. ^ Gamst, Frederick (1990). "Franz Anton Ritter von Gerstner, Student of America's Pioneering Railroads". Railroad History (163): 13–27. JSTOR 43521426. Archived from the original on November 1, 2020. ^ "A Company History1837 - Today" (PDF). Archived from the original (PDF) on July 24, 2020. Retrieved July 21, 2020. ^ Laporte, Gilles (2015). Brève histoire des patriotes. Québec (Québec). ISBN 978-2-89448-817-1. OCLC 909317079. ((cite book)): CS1 maint: location missing publisher (link) ^ Cisternas, M.; Carvajal, M.; Wesson, R.; Ely, L. L.; Gorigoitía, N. (2018). "Exploring the Historical Earthquakes Preceding the Giant 1960 Chile Earthquake in a Time-Dependent Seismogenic Zone". Bulletin of the Seismological Society of America. 107 (6): 2664–2675. doi:10.1785/0120170103. Archived from the original on November 3, 2020. Retrieved November 1, 2020. ^ Kilbourn, William (2008). The Firebrand: William Lyon Mackenzie and the Rebellion in Upper Canada. Toronto: Dundurn. p. 199-200. ISBN 978-1-77-070324-7. Retrieved September 3, 2020. ^ "Context | Legacies of British Slavery". www.ucl.ac.uk. Archived from the original on October 19, 2023. Retrieved October 12, 2023. ^ "History | City of Atlanta, GA". Archived from the original on October 6, 2021. Retrieved September 11, 2021. ^ Shimamoto, Mayako; Ito, Koji; Sugita, Yoneyuki (July 1, 2015). Historical Dictionary of Japanese Foreign Policy. Rowman & Littlefield. p. 297–298. ISBN 978-1-4422-5067-3. Archived from the original on October 6, 2023. Retrieved October 29, 2023. ^ "Charles Fourier | French philosopher". Encyclopedia Britannica. Archived from the original on February 21, 2021. Retrieved February 13, 2021. "Chronicle of Events from August 1836 to September 1837". American Almanac and Repository of Useful Knowledge. Boston: Charles Bowen. 1838. Retrieved from "Some hundred years, from 1701 to 1800 For other uses, see 18th century (disambiguation). Millennia 2nd millennium Centuries 17th century 18th century 19th century Timelines 17th century 18th century 19th century State leaders 17th century 18th century 19th century Decades 1700s 1710s 1720s 1730s 1740s 1750s 1760s 1770s 1780s 1790s Categories: Births – Deaths Establishments – Disestablishments vte Political boundaries at the beginning of year 1700 Storming of the Bastille, 14 July 1789, an iconic event of the French Revolution. Development of the Watt steam engine in the late 18th century was an important element in the Industrial Revolution in Europe. The American Revolutionary War took place in the late 18th century. The 18th century lasted from 1 January 1701 (represented by the Roman numerals MDCCI) to 31 December 1800 (MDCCC). During the 18th century, elements of Enlightenment thinking culminated in the Atlantic Revolutions. Revolutions began to challenge the legitimacy of monarchical and aristocratic power structures. The Industrial Revolution began mid-century, leading to radical changes in human society and the environment. The European colonization of the Americas and other parts of the world intensified and associated mass migrations of people grew in size as part of the Age of Sail. During the century, slave trading expanded across the shores of the Atlantic Ocean, while declining in Russia[1] and China.[2] Western historians have occasionally defined the 18th century otherwise for the purposes of their work. For example, the "short" 18th century may be defined as 1715–1789, denoting the period of time between the death of Louis XIV of France and the start of the French Revolution, with an emphasis on directly interconnected events.[3][4] To historians who expand the century to include larger historical movements, the "long" 18th century[5] may run from the Glorious Revolution of 1688 to the Battle of Waterloo in 1815[6] or even later.[7] France was the sole world superpower from 1659, after it defeated Spain, until 1815, when it was defeated by Britain and its coalitions following the Napoleonic Wars. In Europe, philosophers ushered in the Age of Enlightenment. This period coincided with the French Revolution of 1789, and was later compromised by the excesses of the Reign of Terror. At first, many monarchies of Europe embraced Enlightenment ideals, but in the wake of the French Revolution they feared loss of power and formed broad coalitions to oppose the French Republic in the French Revolutionary Wars. Various conflicts throughout the century, including the War of the Spanish Succession and the Seven Years' War, saw Great Britain triumph over its rivals to become the preeminent power in Europe. However, Britain's attempts to exert its authority over the Thirteen Colonies became a catalyst for the American Revolution. The 18th century also marked the end of the Polish–Lithuanian Commonwealth as an independent state. Its semi-democratic government system was not robust enough to prevent partition by the neighboring states of Austria, Prussia, and Russia. In West Asia, Nader Shah led Persia in successful military campaigns. The Ottoman Empire experienced a period of peace, taking no part in European wars from 1740 to 1768. As a result, the empire was not exposed to Europe's military improvements during the Seven Years' War. The Ottoman military consequently lagged behind and suffered several defeats against Russia in the second half of the century. In South Asia, the death of Mughal emperor Aurangzeb was followed by the expansion of the Maratha Confederacy and an increasing level of European influence and control in the region. In 1739, Persian emperor Nader Shah invaded and plundered Delhi, the capital of the Mughal Empire. Later, his general Ahmad Shah Durrani scored another victory against the Marathas, the then dominant power in India, in the Third Battle of Panipat in 1761.[8] By the middle of the century, the British East India Company began to conquer eastern India,[9][8] and by the end of the century, the Anglo-Mysore Wars against Tipu Sultan and his father Hyder Ali, led to Company rule over the south.[10][11] In East Asia, the century was marked by the High Qing era, a period characterized by significant cultural and territorial expansion. This period also experienced relative peace and prosperity, allowing for societal growth, increasing literacy rates, flourishing trade, and consolidating imperial power across the vast Qing dynasty's territories. Conversely, the continual seclusion policy of the Tokugawa shogunate also brought a peaceful era called Pax Tokugawa and experienced a flourishment of the arts as well as scientific knowledge and advancements, which were introduced to Japan through the Dutch port of Nagasaki. In Southeast Asia, the Konbaung–Ayutthaya Wars and the Tây Sơn Wars broke out while the Dutch East India Company established increasing levels of control over the Mataram Sultanate. In Africa, the Ethiopian Empire underwent the Zemene Mesafint, a period when the country was ruled by a class of regional noblemen and the emperor was merely a figurehead. The Atlantic slave trade also saw the continued involvement of states such as the Oyo Empire. In Oceania, the European colonization of Australia and New Zealand began during the late half of the century. In the Americas, the United States declared its independence from Great Britain. In 1776, Thomas Jefferson wrote the Declaration of Independence. In 1789, George Washington was inaugurated as the first president. Benjamin Franklin traveled to Europe where he was hailed as an inventor. Examples of his inventions include the lightning rod and bifocal glasses. Túpac Amaru II led an uprising that sought to end Spanish colonial rule in Peru. For a chronological guide, see Timeline of the 18th century. See also: Georgian era Main articles: 1700s, 1710s, 1720s, 1730s, and 1740s Europe at the beginning of the War of the Spanish Succession, 1700 The Battle of Poltava in 1709 turned the Russian Empire into a European power. John Churchill, 1st Duke of Marlborough 1700–1721: Great Northern War between the Russian and Swedish Empires. 1701: Kingdom of Prussia declared under King Frederick I. 1701: The Battle of Feyiase marks the rise of the Ashanti Empire. 1701–1714: The War of the Spanish Succession is fought, involving most of continental Europe.[12] 1702–1715: Camisard rebellion in France. 1703: Saint Petersburg is founded by Peter the Great; it is the Russian capital until 1918. 1703–1711: The Rákóczi uprising against the Habsburg monarchy. 1704: End of Japan's Genroku period. 1704: First Javanese War of Succession.[13] 1706–1713: The War of the Spanish Succession: French troops defeated at the Battle of Ramillies and the Siege of Turin. 1707: Death of Mughal Emperor Aurangzeb leads to the fragmentation of the Mughal Empire. 1707: The Act of Union is passed, merging the Scottish and English Parliaments, thus establishing the Kingdom of Great Britain.[14] 1708: The Company of Merchants of London Trading into the East Indies and English Company Trading to the East Indies merge to form the United Company of Merchants of England Trading to the East Indies. 1708–1709: Famine kills one-third of East Prussia's population. 1709: Foundation of the Hotak Empire. 1709: The Great Frost of 1709 marks the coldest winter in 500 years, contributing to the defeat of Sweden at Poltava. 1710: The world's first copyright legislation, Britain's Statute of Anne, takes effect. 1710–1711: Ottoman Empire fights Russia in the Russo-Turkish War and regains Azov. 1711: Bukhara Khanate dissolves as local begs seize power. 1711–1715: Tuscarora War between British, Dutch, and German settlers and the Tuscarora people of North Carolina. 1713: The Kangxi Emperor acknowledges the full recovery of the Chinese economy since its apex during the Ming. 1714: In Amsterdam, Daniel Gabriel Fahrenheit invents the mercury-in-glass thermometer, which remains the most reliable and accurate thermometer until the electronic era. 1715: The first Jacobite rising breaks out; the British halt the Jacobite advance at the Battle of Sheriffmuir; Battle of Preston. 1716: Establishment of the Sikh Confederacy along the present-day India-Pakistan border. 1716–1718: Austro-Venetian-Turkish War. 1718: The city of New Orleans is founded by the French in North America. 1718–1720: War of the Quadruple Alliance with Spain versus France, Britain, Austria, and the Netherlands. 1718–1730: Tulip period of the Ottoman Empire. 1719: Second Javanese War of Succession.[15] 1720: The South Sea Bubble. 1720–1721: The Great Plague of Marseille. 1720: Qing forces oust Dzungar invaders from Tibet. 1721: The Treaty of Nystad is signed, ending the Great Northern War. 1721: Sack of Shamakhi, massacre of its Shia population by Sunni Lezgins. 1722: Siege of Isfahan results in the handover of Iran to the Hotaki Afghans. 1722–1723: Russo-Persian War. 1722–1725: Controversy over William Wood's halfpence leads to the Drapier's Letters and begins the Irish economic independence from England movement. Mughal emperor Muhammad Shah with the Persian invader Nader Shah. 1723: Slavery is abolished in Russia; Peter the Great converts household slaves into house serfs.[16] 1723–1730: The "Great Disaster", an invasion of Kazakh territories by the Dzungars. 1723–1732: The Qing and the Dzungars fight a series of wars across Qinghai, Dzungaria, and Outer Mongolia, with inconclusive results. 1724: Daniel Gabriel Fahrenheit proposes the Fahrenheit temperature scale. 1725: Austro-Spanish alliance revived. Russia joins in 1726. 1727–1729: Anglo-Spanish War ends inconclusively. 1730: Mahmud I takes over Ottoman Empire after the Patrona Halil revolt, ending the Tulip period. 1730–1760: The First Great Awakening takes place in Great Britain and North America. 1732–1734: Crimean Tatar raids into Russia.[17] 1733–1738: War of the Polish Succession. Qianlong Emperor 1735–1739: Austro-Russo-Turkish War. 1735–1799: The Qianlong Emperor of China oversees a huge expansion in territory. 1738–1756: Famine across the Sahel; half the population of Timbuktu dies.[18] 1737–1738: Hotak Empire ends after the siege of Kandahar by Nader Shah. 1739: Great Britain and Spain fight the War of Jenkins' Ear in the Caribbean. 1739: Nader Shah defeats a pan-Indian army of 300,000 at the Battle of Karnal. Taxation is stopped in Iran for three years. 1739–1740: Nader Shah's Sindh expedition. 1740: George Whitefield brings the First Great Awakening to New England 1740–1741: Famine in Ireland kills 20 percent of the population. 1741–1743: Iran invades Uzbekistan, Khwarazm, Dagestan, and Oman. 1741–1751: Maratha invasions of Bengal. 1740–1748: War of the Austrian Succession. 1742: Marvel's Mill, the first water-powered cotton mill, begins operation in England.[19] 1742: Anders Celsius proposes an inverted form of the centigrade temperature, which is later renamed Celsius in his honor. 1742: Premiere of George Frideric Handel's Messiah. 1743–1746: Another Ottoman-Persian War involves 375,000 men but ultimately ends in a stalemate. The extinction of the Scottish clan system came with the defeat of the clansmen at the Battle of Culloden in 1746.[20] 1744: The First Saudi State is founded by Mohammed Ibn Saud.[21] 1744: Battle of Toulon is fought off the coast of France. 1744–1748: The First Carnatic War is fought between the British, the French, the Marathas, and Mysore in India. 1745: Second Jacobite rising is begun by Charles Edward Stuart in Scotland. 1747: The Durrani Empire is founded by Ahmad Shah Durrani. 1748: The Treaty of Aix-La-Chapelle ends the War of the Austrian Succession and First Carnatic War. 1748–1754: The Second Carnatic War is fought between the British, the French, the Marathas, and Mysore in India. 1750: Peak of the Little Ice Age. Main articles: 1750s, 1760s, 1770s, 1780s, 1790s, and 1800s 1752: The British Empire adopts the Gregorian Calendar, skipping 11 days from 3 September to 13 September. On the calendar, 2 September is followed directly by 14 September. 1754: The Treaty of Pondicherry ends the Second Carnatic War and recognizes Muhammed Ali Khan Wallajah as Nawab of the Carnatic. 1754: King's College is founded by a royal charter of George II of Great Britain.[22] 1754–1763: The French and Indian War, the North American chapter of the Seven Years' War, is fought in colonial North America, mostly by the French and their allies against the English and their allies. 1755: The great Lisbon earthquake destroys most of Portugal's capital and kills up to 100,000. 1755: The Dzungar genocide depopulates much of northern Xinjiang, allowing for Han, Uyghur, Khalkha Mongol, and Manchu colonization. 1755–1763: The Great Upheaval forces transfer of the French Acadian population from Nova Scotia and New Brunswick. 1756–1763: The Seven Years' War is fought among European powers in various theaters around the world. 1756–1763: The Third Carnatic War is fought between the British, the French, and Mysore in India. 1757: British conquest of Bengal. Catherine the Great, Empress of Russia. 1760: George III becomes King of Britain. 1761: Maratha Empire defeated at Battle of Panipat. 1762–1796: Reign of Catherine the Great of Russia. 1763: The Treaty of Paris ends the Seven Years' War and Third Carnatic War. 1764: Dahomey and the Oyo Empire defeat the Ashanti army at the Battle of Atakpamé. 1764: The Mughals are defeated at the Battle of Buxar. 1765: The Stamp Act is introduced into the American colonies by the British Parliament. 1765–1767: The Burmese invade Thailand and utterly destroy Attuthaya. 1765–1769: Burma under Hsinbyushin repels four invasions from Qing China, securing hegemony over the Shan states. 1766: Christian VII becomes king of Denmark. He was king of Denmark to 1808. 1766–1799: Anglo-Mysore Wars. 1767: Taksin expels Burmese invaders and reunites Thailand under an authoritarian regime. 1768–1772: War of the Bar Confederation. 1768–1774: Russo-Turkish War. 1769: Spanish missionaries establish the first of 21 missions in California. 1769–1770: James Cook explores and maps New Zealand and Australia. 1769–1773: The Bengal famine of 1770 kills one-third of the Bengal population. 1769: The French East India Company dissolves, only to be revived in 1785. 1769: French expeditions capture clove plants in Ambon, ending the Dutch East India Company's (VOC) monopoly of the plant.[23] 1770–1771: Famine in Czech lands kills hundreds of thousands. 1771: The Plague Riot in Moscow. 1771: The Kalmyk Khanate dissolves as the territory becomes colonized by Russians. More than a hundred thousand Kalmyks migrate back to Qing Dzungaria. 1772: Gustav III of Sweden stages a coup d'état, becoming almost an absolute monarch. Encyclopédie, ou dictionnaire raisonné des sciences, des arts et des métiers 1772–1779: Maratha Empire fights Britain and Raghunathrao's forces during the First Anglo-Maratha War. 1772–1795: The Partitions of Poland end the Polish–Lithuanian Commonwealth and erase Poland from the map for 123 years. 1773–1775: Pugachev's Rebellion, the largest peasant revolt in Russian history. 1773: East India Company starts operations in Bengal to smuggle opium into China. 1775: Russia imposes a reduction in autonomy on the Zaporizhian Cossacks of Ukraine. 1775–1782: First Anglo-Maratha War. 1775–1783: American Revolutionary War. 1776: Several kongsi republics are founded by Chinese settlers in the island of Borneo. They are some of the first democracies in Asia. 1776–1777: A Spanish-Portuguese War occurs over land in the South American frontiers. 1776: Illuminati founded by Adam Weishaupt. 1776: The United States Declaration of Independence is adopted by the Second Continental Congress in Philadelphia. 1776: Adam Smith publishes The Wealth of Nations. 1778: James Cook becomes the first European to land on the Hawaiian Islands. 1778: Franco-American alliance signed. 1778: Spain acquires its first permanent holding in Africa from the Portuguese, which is administered by the newly-established La Plata Viceroyalty. 1778: Vietnam is reunified for the first time in 200 years by the Tay Son brothers. The Tây Sơn dynasty has been established, terminating the Lê dynasty. 1779–1879: Xhosa Wars between British and Boer settlers and the Xhosas in the South African Republic. 1779–1783: Britain loses several islands and colonial outposts all over the world to the combined Franco-Spanish navy. 1779: Iran enters yet another period of conflict and civil war after the prosperous reign of Karim Khan Zand. 1780: Outbreak of the indigenous rebellion against Spanish colonization led by Túpac Amaru II in Peru. 1781: The city of Los Angeles is founded by Spanish settlers.George Washington 1781–1785: Serfdom is abolished in the Austrian monarchy (first step; second step in 1848). 1782: The Thonburi Kingdom of Thailand is dissolved after a palace coup. 1783: The Treaty of Paris formally ends the American Revolutionary War. 1783: Russian annexation of Crimea. 1785–1791: Imam Sheikh Mansur, a Chechen warrior and Muslim mystic, leads a coalition of Muslim Caucasian tribes from throughout the Caucasus in a holy war against Russian settlers and military bases in the Caucasus, as well as against local traditionalists, who followed the traditional customs and common law (Adat) rather than the theocratic Sharia.[24] 1785–1795: The Northwest Indian War is fought between the United States and Native Americans. 1785–1787: The Maratha–Mysore Wars concludes with an exchange of territories in the Deccan. 1786–1787: Wolfgang Amadeus Mozart premieres The Marriage of Figaro and Don Giovanni. 1787: The Tuareg occupy Timbuktu until the 19th century. 1787–1792: Russo-Turkish War. 1788: First Fleet arrives in Australia 1788–1790: Russo-Swedish War (1788–1790). 1788: Dutch Geert Adriaans Boomgaard (1788–1899) would become the first generally accepted validated case of a supercentenarian on record.[25][26] Declaration of the Rights of Man and of the Citizen 1788–1789: A Qing attempt to reinstall an exiled Vietnamese king in northern Vietnam ends in disaster. 1789: George Washington is elected the first President of the United States; he serves until 1797. 1789: Quang Trung defeats the Qing army. 1789–1799: French Revolution. 1789: The Liège Revolution. 1789: The Brabant Revolution. 1789: The Inconfidência Mineira, an unsuccessful separatist movement in central Brazil led by Tiradentes 1791: Suppression of the Liège Revolution by Austrian forces and re-establishment of the Prince-Bishopric of Liège. 1791–1795: George Vancouver explores the world during the Vancouver Expedition. 1791–1804: The Haitian Revolution. 1791: Mozart premieres The Magic Flute. 1792–1802: The French Revolutionary Wars lead into the Napoleonic Wars, which last from 1803–1815. 1792: The New York Stock & Exchange Board is founded. 1792: Polish–Russian War of 1792. 1792: Margaret Ann Neve (1792–1903) would become the first recorded female supercentenarian to reach the age of 110.[27][28] 1793: Upper Canada bans slavery. 1793: The largest yellow fever epidemic in American history kills as many as 5,000 people in Philadelphia, roughly 10% of the population.[29] 1793–1796: Revolt in the Vendée against the French Republic at the time of the Revolution. 1794–1816: The Hawkesbury and Nepean Wars, which were a series of incidents between settlers and New South Wales Corps and the Aboriginal Australian clans of the Hawkesbury river in Sydney, Australia. 1795: The Marseillaise is officially adopted as the French national anthem.Napoleon at the Bridge of the Arcole 1795: The Battle of Nuʻuanu in the final days of King Kamehameha I's wars to unify the Hawaiian Islands. 1795–1796: Iran invades and devastates Georgia, prompting Russia to intervene and march on Tehran. 1796: Edward Jenner administers the first smallpox vaccination; smallpox killed an estimated 400,000 Europeans each year during the 18th century, including five reigning monarchs.[30] 1796: War of the First Coalition: The Battle of Montenotte marks Napoleon Bonaparte's first victory as an army commander. 1796: The British eject the Dutch from Ceylon and South Africa. 1796–1804: The White Lotus Rebellion against the Manchu dynasty in China. 1797: John Adams is elected the second President of the United States; he serves until 1801. 1798: The Irish Rebellion fails to overthrow British rule in Ireland. 1798–1800: The Quasi-War is fought between the United States and France. 1799: Dutch East India Company is dissolved. 1799: Austro-Russian forces under Alexander Suvorov liberates much of Italy and Switzerland from French occupation. 1799: Coup of 18 Brumaire - Napoleon's coup d'etat brings the end of the French Revolution. 1799: Death of the Qianlong Emperor after 60 years of rule over China. His favorite official, Heshen, is ordered to commit suicide. 1800: On 1 January, the bankrupt VOC is formally dissolved and the nationalized Dutch East Indies are established.[31] Main articles: Timeline of historic inventions § 18th century, and Timeline of scientific discoveries § 18th century The spinning jenny 1709: The first piano was built by Bartolomeo Cristofori 1711: Tuning fork was invented by John Shore 1712: Steam engine invented by Thomas Newcomen 1714: Mercury thermometer by Daniel Gabriel Fahrenheit 1717: Diving bell was successfully tested by Edmond Halley, sustainable to a depth of 55 ft c. 1730: Octant navigational tool was developed by John Hadley in England, and Thomas Godfrey in America 1733: Flying shuttle invented by John Kay 1736: Europeans encountered rubber – the discovery was made by Charles Marie de La Condamine while on expedition in South America. It was named in 1770 by Joseph Priestley c. 1740: Modern steel was developed by Benjamin Huntsman 1741: Vitus Bering discovers Alaska 1745: Leyden jar invented by Ewald Georg von Kleist was the first electrical capacitor 1751: Jacques de Vaucanson perfects the first precision lathe 1752: Lightning rod invented by Benjamin Franklin 1753: The first clock to be built in the New World (North America) was invented by Benjamin Banneker. 1755: The tallest wooden Bodhisattva statue in the world is erected at Puning Temple, Chengde, China. 1764: Spinning jenny created by James Hargreaves brought on the Industrial Revolution 1765: James Watt enhances Newcomen's steam engine, allowing new steel technologies 1761: The problem of longitude was finally resolved by the fourth chronometer of John Harrison 1763: Thomas Bayes publishes first version of Bayes' theorem, paving the way for Bayesian probability 1768–1779: James Cook mapped the boundaries of the Pacific Ocean and discovered many Pacific Islands 1774: Joseph Priestley discovers "dephlogisticated air", oxygen The Chinese Putuo Zongcheng Temple of Chengde, completed in 1771, during the reign of the Qianlong Emperor. 1775: Joseph Priestley's first synthesis of "phlogisticated nitrous air", nitrous oxide, "laughing gas" 1776: First improved steam engines installed by James Watt 1776: Steamboat invented by Claude de Jouffroy 1777: Circular saw invented by Samuel Miller 1779: Photosynthesis was first discovered by Jan Ingenhousz 1781: William Herschel announces discovery of Uranus 1784: Bifocals invented by Benjamin Franklin 1784: Argand lamp invented by Aimé Argand[32] 1785: Power loom invented by Edmund Cartwright 1785: Automatic flour mill invented by Oliver Evans 1786: Threshing machine invented by Andrew Meikle 1787: Jacques Charles discovers Charles's law 1789: Antoine Lavoisier discovers the law of conservation of mass, the basis for chemistry, and begins modern chemistry 1798: Edward Jenner publishes a treatise about smallpox vaccination 1798: The Lithographic printing process invented by Alois Senefelder[33] 1799: Rosetta Stone discovered by Napoleon's troops Main articles: 18th century in literature and 18th century in philosophy 1703: The Love Suicides at Sonezaki by Chikamatsu first performed 1704–1717: One Thousand and One Nights translated into French by Antoine Galland. The work becomes immensely popular throughout Europe. 1704: A Tale of a Tub by Jonathan Swift first published 1712: The Rape of the Lock by Alexander Pope (publication of first version) 1719: Robinson Crusoe by Daniel Defoe 1725: The New Science by Giambattista Vico 1726: Gulliver's Travels by Jonathan Swift 1728: The Dunciad by Alexander Pope (publication of first version) 1744: A Little Pretty Pocket-Book becomes one of the first books marketed for children 1748: Chushingura (The Treasury of Loyal Retainers), popular Japanese puppet play, composed 1748: Clarissa; or, The History of a Young Lady by Samuel Richardson 1749: The History of Tom Jones, a Foundling by Henry Fielding 1751: Elegy Written in a Country Churchyard by Thomas Gray published 1751–1785: The French Encyclopédie 1755: A Dictionary of the English Language by Samuel Johnson 1758: Arithmetika Horvatzka by Mihalj Šilobod Bolšić 1759: Candide by Voltaire 1759: The Theory of Moral Sentiments by Adam Smith 1759–1767: Tristram Shandy by Laurence Sterne 1762: Emile: or, On Education by Jean-Jacques Rousseau 1762: The Social Contract, Or Principles of Political Right by Jean-Jacques Rousseau 1774: The Sorrows of Young Werther by Goethe first published 1776: Ugetsu Monogatari (Tales of Moonlight and Rain) by Ueda Akinari 1776: The Wealth of Nations, foundation of the modern theory of economy, was published by Adam Smith 1776–1789: The History of the Decline and Fall of the Roman Empire was published by Edward Gibbon 1779: Amazing Grace published by John Newton 1779–1782: Lives of the Most Eminent English Poets by Samuel Johnson 1781: Critique of Pure Reason by Immanuel Kant (publication of first edition) 1781: The Robbers by Friedrich Schiller first published 1782: Les Liaisons dangereuses by Pierre Choderlos de Laclos 1786: Poems, Chiefly in the Scottish Dialect by Robert Burns 1787–1788: The Federalist Papers by Alexander Hamilton, James Madison, and John Jay 1788: Critique of Practical Reason by Immanuel Kant 1789: Songs of Innocence by William Blake 1789: The Interesting Narrative of the Life of Olaudah Equiano by Olaudah Equiano 1790: Journey from St. Petersburg to Moscow by Alexander Radishchev 1790: Reflections on the Revolution in France by Edmund Burke 1791: Rights of Man by Thomas Paine 1792: A Vindication of the Rights of Woman by Mary Wollstonecraft 1794: Songs of Experience by William Blake 1798: Lyrical Ballads by William Wordsworth and Samuel Taylor Coleridge 1798: An Essay on the Principle of Population published by Thomas Malthus (mid–18th century): The Dream of the Red Chamber (authorship attributed to Cao Xueqin), one of the most famous Chinese novels 1711: Rinaldo, Handel's first opera for the London stage, premiered 1721: Brandenburg Concertos by J.S. Bach 1723: The Four Seasons, violin concertos by Antonio Vivaldi, composed 1724: St John Passion by J.S. Bach 1727: St Matthew Passion composed by J.S. Bach 1727: Zadok the Priest is composed by Handel for the coronation of George II of Great Britain. It has been performed at every subsequent British coronation. 1733: Hippolyte et Aricie, first opera by Jean-Philippe Rameau 1741: Goldberg Variations for harpsichord published by Bach 1742: Messiah, oratorio by Handel premiered in Dublin 1749: Mass in B minor by J.S. Bach assembled in current form 1751: The Art of Fugue by J.S. Bach 1762: Orfeo ed Euridice, first "reform opera" by Gluck, performed in Vienna 1786: The Marriage of Figaro, opera by Mozart 1787: Don Giovanni, opera by Mozart 1788: Jupiter Symphony (Symphony No. 41) composed by Mozart 1791: The Magic Flute, opera by Mozart 1791–1795: London symphonies by Haydn 1798: The Pathétique, piano sonata by Beethoven 1798: The Creation, oratorio by Haydn first performed ^ Volkov, Sergey. Concise History of Imperial Russia. ^ Rowe, William T. China's Last Empire. ^ Anderson, M. S. (1979). Historians and Eighteenth-Century Europe, 1715–1789. Oxford University Press. ISBN 978-0-19-822548-5. OCLC 185538307. ^ Ribeiro, Aileen (2002). Dress in Eighteenth-Century Europe 1715–1789 (revised ed.). Yale University Press. ISBN 978-0-300-09151-9. OCLC 186413657. ^ Baines, Paul (2004). The Long 18th Century. London: Arnold. ISBN 978-0-340-81372-0. ^ Marshall, P. J., ed. (2001). The Oxford History of the British Empire: Volume II: The Eighteenth Century (Oxford History of the British Empire). Oxford University Press, USA. ISBN 978-0-19-924677-9. OCLC 174866045., "Introduction" by P. J. Marshall, page 1 ^ O'Gorman, Frank (1997). The Long Eighteenth Century: British Political and Social History 1688–1832 (The Arnold History of Britain Series). A Hodder Arnold Publication. ISBN 978-0-340-56751-7. OCLC 243883533. ^ a Chandra, Bipin. Modern India. India. ^ Campbell, John; Watts, William (1760). Memoirs of the Revolution in Bengal, anno Dom. 1757. A. Millar, London. ^ Parthasarathi, Prasannan (2011), Why Europe Grew Rich and Asia Did Not: Global Economic Divergence, 1600–1850, Cambridge University Press, p. 207, ISBN 978-1-139-49889-0 ^ Allana, Gulam (1988). Muslim political thought through the ages: 1562–1947 (2 ed.). Pennsylvania State University, Pennsylvania: Royal Book Company. p. 78. ISBN 9789694070919. Retrieved 18 January 2013. ^ "1700–1721". Historyofwar.org. Retrieved 25 April 2009. ^ "The Spanish Succession, 1701–1714". Retrieved 25 April 2009. ^ Ricklefs (1991), page 82 ^ Historic uk – heritage of britain accommodation guide (3 May 2007). "The history of Scotland – Act of Union 1707". Historic-uk.com. Archived from the original on 8 April 2009. Retrieved 25 April 2009. ^ Ricklefs (1991), page 84 ^ "Welcome to Encyclopædia Britannica's Guide to History". Britannica.com. 31 January 1910. Archived from the original on 16 April 2009. Retrieved 25 April 2009. ^ "List of Wars of the Crimean Tatars". Zum.de. Archived from the original on 12 March 2009. Retrieved 25 April 2009. ^ "Len Milich: Anthropogenic Desertification vs 'Natural' Climate Trends". Ag.arizona.edu. 10 August 1997. Archived from the original on 11 February 2012. Retrieved 25 April 2009. ^ Mann, Julia De Lacy (1931). The Cotton Trade and Industrial Lancashire, 1600–1780. Manchester University Press. p. 433. OCLC 2859370. ^ "A guide to Scottish clans". Unique-cottages.co.uk. Archived from the original on 11 May 2008. Retrieved 25 April 2009. ^ "Saudi Arabia – The Saud Family and Wahhabi Islam". Countrystudies.us. Retrieved 25 April 2009. ^ "History". Columbia University. ^ Ricklefs (1991), page 102 ^ "Sufism in the Caucasus". Islamicsupremecouncil.org. Archived from the original on 23 February 2009. Retrieved 25 April 2009. ^ "Table A – Verified Supercentenarians (Listed Chronologically By Birth Date)". Archived from the original on 12 July 2016. Retrieved 9 November 2016. ^ "Photo Gallery for Supercentenarians born before 1850, as of May 17, 2019 ^ Balfour-Paul, Glen (20 December 2005). Bagpipes in Babylon: A Lifetime in the Arab World and Beyond. I.B.Tauris, 2006. ISBN 9781845111519. ^ "The Harvey Family". Priaulx Library. 2005. Archived from the original on 22 October 2013. ^ "Yellow Fever Attacks Philadelphia, 1793". EyeWitness to History. Archived from the original on 7 June 2007. Retrieved 22 June 2007. ^ Riedel S (2005). "Edward Jenner and the history of smallpox and vaccination". Proc (Bayl Univ Med Cent). 18 (1): 21–5. doi:10.1080/08998280.2005.11928028. PMC 1200696. PMID 16200144. ^ Ricklefs (1991), page 106 ^ Encyclopædia Britannica's Great Inventions, Encyclopædia Britannica Archived August 7, 2008, at the Wayback Machine ^ Meggs, Philip B. A History of Graphic Design. (1998) John Wiley & Sons, Inc. p 146 ISBN 978-0-471-29198-5 Black, Jeremy and Roy Porter, eds. A Dictionary of Eighteenth-Century World History (1994) 890pp Klekar, Cynthia. "Fictions of the Gift: Generosity and Obligation in Eighteenth-Century English Literature." Innovative Course Design Winner. American Society for Eighteenth-Century Studies: Wake Forest University, 2004. . Refereed. Langer, William. An Encyclopedia of World History (5th ed. 1973); highly detailed outline of events online free Morris, Richard B. and Graham W. Irwin, eds. Harper Encyclopedia of the Modern World: A Concise Reference History from 1760 to the Present (1970) online Milward, Alan S, and S. B. Saul, eds. The economic development of continental Europe: 1780–1870 (1973); online; note there are two different books with identical authors and slightly different titles. Their coverage does not overlap. Milward, Alan S, and S. B. Saul, eds. The development of the economies of continental Europe, 1850–1914 (1977) online The Wallace Collection, London, houses one of the finest collections of 18th-century decorative arts from France, England and Italy, including paintings, furniture, porcelain and gold boxes. Media related to 18th century at Wikimedia Commons Retrieved from " 4 The following pages link to 18th century External tools (link count transclusion count sorted list) · See help page for transcluding these entries Showing 50 items. View (previous 50 | next 50) (20 | 50 | 100 | 250 | 500)List of decades, centuries, and millennia (links | edit) Goths (links | edit) Industrial espionage (links | edit) Romania (links | edit) 20th century (links | edit) 15th century (links | edit) 16th century (links | edit) 1870s (links | edit) 1626 (links | edit) 1642 (links | edit) 1661 (links | edit) 1756 (links | edit) 1791 (links | edit) 1608 (links | edit) 1818 (links | edit) 1743 (links | edit) 1826 (links | edit) 14th century (links | edit) 1806 (links | edit) 1785 (links | edit) 17th century (links | edit) 13th century (links | edit) 1787 (links | edit) 1863 (links | edit) 4th century (links | edit) 12th century (links | edit) 11th century (links | edit) 1859 (links | edit) 1900 (links | edit) 1848 (links | edit) 1866 (links | edit) 1896 (links | edit) 1895 (links | edit) 1861 (links | edit) 1662 (links | edit) 1640s (links | edit) 1770s (links | edit) 1780s (links | edit) 1789 (links | edit) 1782 (links | edit) 1840 (links | edit) 1840s (links | edit) 1883 (links | edit) 1800s (decade) (links | edit) 1801 (links | edit) View (previous 50 | next 50) (20 | 50 | 100 | 250 | 500) Retrieved from " WhatLinksHere/18th_century" Skip to contentNovinntec>Article>Dimensionnement des Poteaux en Béton ArméBienvenue chez NOVINNTEC, votre partenaire de confiance en ingénierie béton armé. Si vous êtes un professionnel du bâtiment ou un particulier curieux de comprendre comment concevoir des poteaux robustes et durables, ce guide est fait pour vous. Nous vous expliquons tout, avec simplicité, clarté et exhaustivité, pour que chaque question que vous vous posez trouve une réponse.Fonctionnement des Poteaux Est Si Important ?Le poteau sont la clé de la stabilité d'une structure en béton armé. Ils supportent les charges des planchers, murs et toitures, et les transmettent aux fondations. Un poteau bien dimensionné assure :Stabilité : Il résiste aux forces de compression et au flambement.Sécurité : Il reste stable même sous des charges extrêmes ou imprévues.Durabilité : Il résiste aux effets du temps, des conditions climatiques et des variations de charge.Vous vous demandez ? Que se passe-t-il si un poteau est mal dimensionné ?Cela peut entraîner des fissures, des déformations excessives, voire l'effondrement de la structure.Quelles Sont Les Étapes Clés du Dimensionnement ?Un poteau en béton armé n'est pas qu'un bloc de béton avec des barres d'acier. Son dimensionnement repose sur plusieurs étapes essentielles.Les poteaux supportent :Charges permanentes : Le poids propre des éléments structurels (planchers, murs, etc.).Charges variables : Les surcharges liées à l'exploitation (mobilier, équipements, personnes).Charges accidentelles : Vent, séismes, chocs.Vous vous demandez ? Comment intégrer ces charges dans le calcul ?En suivant les combinaisons définies par les normes (par exemple, Eurocode 2) pour garantir une sécurité maximale.Le flambement est la déformation latérale d'un poteau sous une charge excessive. Pour éviter cela :Longueur de flambement : Mesure la partie du poteau susceptible de flamber, selon ses conditions d'appui.Élancement : C'est un indicateur clé qui compare la longueur au rayon de giration. Un élancement limite permet d'éviter les problèmes de stabilité. Plus un poteau est élancé, plus il est fragile face au flambement.Vous vous demandez ? Comment éviter le flambement ?En optimisant les dimensions du poteau, en renforçant ses armatures et en réduisant sa longueur de flambement.Ces effets apparaissent lorsque les déformations du poteau sous charge créent des efforts supplémentaires. Ignorer ces forces pourrait sous-dimensionner le poteau.Vous vous demandez ? Est-ce toujours nécessaire de les intégrer ?Pas toujours. Si l'élancement est faible ou si les efforts du second ordre représentent moins de 10 % des efforts totaux, ils peuvent être négligés.Les poteaux combinent :Le béton : Résiste aux efforts de compression.Les armatures en acier : Renforcent la résistance et la ductilité.Vous vous demandez ? Quel type de béton et d'acier utiliser ?Pour des bâtiments standards, un béton de classe C25/30 et un acier de type S500 sont généralement suffisants. Pour des projets plus complexes, des choix spécifiques peuvent être nécessaires.Quelles Méthodes de Dimensionnement Sont Utilisées ?Selon les exigences de votre projet, voici les principales méthodes:Une méthode rapide et efficace pour les poteaux standard, basée sur des abaques et des règles empiriques. Elle est souvent utilisée pour des projets simples.Exemple : Un poteau de 3 mètres de hauteur supportant 1,5 MN de charge pourrait nécessiter une section de 40 cm x 40 cm.Méthode de la Rigidité NominaleCette méthode tient compte des effets du fluage (déformation à long terme) et de la fissuration du béton. Elle est adaptée aux poteaux soumis à des charges plus complexes ou excentrées.Avantage : Une conception précise et sécurisée, même dans des conditions inhabituelles. Méthode de la Courbure NominaleElle évalue les déformations maximales d'un poteau élancé pour en déduire les moments qui peut supporter. Elle est particulièrement utile pour les poteaux à élancement élevé.Avantage : Idéal pour des poteaux élancés ou des structures spécifiques comme des ponts.Quelles Sont Les Dispositions Constructives à Respecter ?Minimum requis : 0,2 % de la section transversale en béton.Maximum permis : 4 % pour éviter les problèmes d'adhérence et de mise en place.Vous vous demandez ? Pourquoi imposer une limite maximale ?Trop d'acier peut engendrer des problèmes de placement et compromettre la résistance globale.Elles assurent le confinement du béton et empêchent l'éclatement sous des charges élevées. Les espacements doivent être réduits près des planchers et dans les zones de recouvrement. Réduction des EspacementsIls sont plus serrés près des jonctions (planchers ou dalles) pour renforcer les zones les plus sollicitées.Vous vous demandez ? Est-ce obligatoire ?Oui, les normes imposent ces réductions pour assurer la sécurité.Foire Aux Questions (FAQ)Q : Comment savoir si mon poteau est bien dimensionné ? R : Votre bureau d'études, comme NOVINNTEC, utilise des calculs précis basés sur les normes. Faites vérifier vos plans pour éviter les erreurs.Q : Puis-je utiliser des poteaux préfabriqués ? R : Oui, à condition que leurs dimensions et leurs caractéristiques correspondent aux besoins spécifiques de votre projet.Pourquoi Faire Confiance à NOVINNTEC ?Chez NOVINNTEC, nous allions expertise technique et solutions personnalisées. En travaillant avec nous, vous bénéficiez :D'une assistance complète à chaque étape de votre projet.De l'utilisation des dernières normes et outils pour des conceptions optimales.D'un engagement pour des structures durables et sécurisées.Contactez-nous dès aujourd'hui pour bénéficier de notre expertise et faire de votre projet une réussite, du premier calcul à la livraison finale ! In this short tutorial, we'll go through everything you need to know about simple column buckling analysis. As we all know, columns are vertical members that experience high compressive axial loads. Members that are subjected to compressive loads may experience a failure method called "Buckling" which is described as sudden sideways deflection. It is different from yielding, but we'll explain this throughout the tutorial. Euler Buckling Theory The mathematician Leonhard Euler investigated the behavior of columns and derived a simple formula for the load required to buckle a column. This is called the critical buckling load: This is a fairly straightforward formula, however, there are some important things to note. Firstly, a member's cross-section has two moments of inertia values (Iz and Iy), so which one should you choose? Well since the formula is concerned with finding the critical buckling load then it's clear that we should use the lowest moment of inertia of the section since that will yield the lowest critical buckling load (i.e. it will buckle sooner). Secondly, rather than using the actual length of the member, L, we instead use the effective length of the member. Effective Length Factors (K) Euler was a smart fellow and he quickly figured out that the length of the column needs adjusting based on how it is constrained or supported on either end. For this reason, we can use a factor, K which adjusts the length to give KL. The theoretical and recommended values for the effective length factor (K) are provided in the diagram below: Source: AISC 360-22: Specification for Structural Steel Buildings Buckling vs Yielding Buckling and yielding are two different forms of failure. Yielding occurs when a member's stress exceeds the material's yield strength. However, buckling may occur before yielding occurs depending on the column's situation. For instance, if the columns' critical buckling load was 20 kN and its area was 1000 mm2 then its critical buckling stress would be: Since the critical buckling stress is lower than the yield strength of the material (say 300 MPa), then it would buckle before it yields. Column Buckling Example Let's use this knowledge to do an example: Let's say I have a 100x20x3mm RHS column which is made of structural steel (E = 200 GPa). If it has a length of 3.0 meters and is fixed at the base and pinned at the top, what theoretical load will it take to buckle? Using our Free Moment of Inertia Calculator we can see that the lowest moment of inertia of the RHS cross-section is I = 45,172 mm4. For structural steel E = 200 GPa = 200 kN/mm2. Using the table above we can see that the effective length factor for a fixed-pinned column is K = 0.7 and of course L = 3.0 m = 3000 mm. Therefore we can use the Euler critical load formula: So once the compressive axial force on the member reaches 20.22 kN and over the member will theoretically buckle! I hope this tutorial has helped you understand the basics of column buckling. Check out our free Column Buckling Calculator. Column Calculator or sign up today to get started with SkyCiv software! Free Column Buckling Calculator Still stuck? How can we help? Updated on November 1, 2024 ← TechTip: How to Model a HingeMoment Frame Design Using SkyCiv (AISC 360-10) → Was this article helpful to you? Yes No 1. Calcul des poteaux élancés selon l'Eurocode 2 Département GCU Cours de béton armé Quang Huy Nguyen MCF-HDR, Dr.Ing. qnguyen@insa-rennes.fr Version 1 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 2. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 2 15.1 Généralités 15.1.1 Phénomène du flambement 15.1.2 Poteau élancé 15.1.3 Élancement limite 15.2 Longueur de flambement 15.3 Prise en compte des imperfections 15.4 Méthodes de calcul des poteaux élancés 15.4.1 Méthode générale 15.4.2 Méthode de la rigidité nominale 15.4.3 Méthode de la courbure nominale 15.4.4 Méthode simplifiée des recommandations professionnelles 15.5 Dimensionnement des armatures transversales 15.6 Poteaux en flexion composée déviée ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 3. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 3 15.1 Généralités • Poteau BA selon l'EC2: on appelle poteau tout élément vertical dont le plus grand côté de la section est inférieur à 4 fois sa plus petite côté et dont la hauteur est supérieure à 3 fois sa plus grande dimension transversale. • Type des sollicitations: Flexion composée (plane et déviée) ELU: Sollicitations de calcul au premier ordre x y z Ed N 0Ed,y M 0Ed,z M A y M B y M A z M B z M • Dans la plupart des cas, les sollicitations de calcul du premier ordre sont obtenues par une analyse élastique linéaire. • L'analyse élastique se fait en utilisant: ✓ les caractéristiques géométriques des sections « section non fissurée » ✓ une loi contrainte-déformation linéaire ✓ une valeur moyenne du module élastique du béton à long terme ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 4. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 4 15.1.1 Phénomène du flambement • Poteau de géométrie élancé: Poteau ayant une grande dimension par rapport à ses deux autres • Un poteau élancé soumis à un effort de compression axial, peut se déplacer transversalement de façon importante sous de faibles charges. • Lorsqu'on réduit la longueur du poteau, la charge nécessaire pour obtenir le déplacement latéral est supérieure à la charge précédente. • Charge critique de flambement NB : Effort limite à partir duquel se manifestent les grandes déformations allant jusqu'à l'instabilité du poteau : Longueur de flambement L0: longueur comprise entre 2 points de moment nul ⇒ Elle dépend des conditions d'extrémités. 2 0 π EI B N L = ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 5. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 5 15.1.2 Poteau élancé ➤ Selon l'EC2 §5.8.3.1, un poteau est considéré comme « élancé » selon la direction « i » si son élancement est supérieur à l'élancement limite lim : 0 lim 20 / c L A B C I A n = = y z h b o G y z o G a = 0 12 y y L b = 0 12 z z L h = 0 4 y z L a • Poteau peu élancé ➔ effets du second ordre négligés (voir chapitres 11 et 12) • Poteau élancé ➔ le poteau est à calculer au second ordre • Un poteau peut être élancé dans une direction et peu élancé selon l'autre direction ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 6. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 6 15.1.3 Élancement limite lim 20 A B C n = 50 kNm 100 kNm 100 kNm 0 -50 kNm 150 kNm 0.5 m r = 0 m r = 1/ 3 m r = − Exemple ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 7. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 7 15.2 Longueur de flambement L0 EC2 §5.8.3.2 L0 = L 0 = 0.7 L L 0 = 0.5 L L 0 = 2 L L 0 = L 0 L 0 M GC n N = = L 0 ab) 2 L L = 0 b) 2 L L = 0 c) 0.7 L L = 0 d) 0.5 L L = 0 e) 2 L L = 0 f) L L 0 = 0 g) 2 L L Longueurs de flambement pour un élément isolé ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 8. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 8 • Poteaux contreventés – éléments comprimés de portique à nœuds fixes Portique à nœuds fixes 1 2 0 1 2 0.5 1 1 0.45 0.45 k k L L k k = + + • Poteaux non contreventés – éléments comprimés de portique à nœuds déplaçables 0 (g) 2 L L L L k k k L L k k k k = + + Portique à nœuds déplaçables ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 9. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 9 • Poteaux contreventés – éléments comprimés de portique à nœuds fixes 1 2 0 1 2 0.5 1 1 0.45 0.45 k k L L k k = + + • Poteaux non contreventés – éléments comprimés de portique à nœuds déplaçables 1 2 1 2 0 1 2 1 2 10 1 max 1 1 1 1 k k k k L L k k k k = + + + + Note: k1, k2 sont les souplesses relatives des encastrements partiels aux extrémités 1 et 2: ✓ est la rotation des éléments s'opposant à la rotation de l'extrémité i du poteau pour un moment fléchissant M. ✓ EI est la rigidité nominale en flexion du poteau. ✓ L est la hauteur libre du poteau entre liaisons d'extrémité Note: k = ∞ pour un appui parfaitement libre; k = 0 pour un encastrement parfait. L'encastrement parfait étant rare dans la pratique, on recommande une valeur minimale de 0,1 pour k1 et k2. poutre poutre i i EI M L M i ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 10. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 10 Expression de k1, k2 dans le cas des portiques sup poteau inf poteau poutre 1 2 poutre 1 3 3 g d I I L L k k E I I L L = + Exemple: • Poteaux (calculé, inf et sup): section carrée 40x40 de hauteur libre L = Linf = Lsup = 4 m • Poutres transversales: 25x50ht de longueur Lg = Ld = 6m = = 1 2 0.4096 k k 1 2 0 1 2 0.5 1 1 0.738 2.953 m 0.45 0.45 k k L L k k = + + = ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 11. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 11 Comment déterminer la hauteur libre du poteau ? Est-ce que la hauteur libre du poteau est la distance entre le plancher inférieur et la sous face de la poutre supérieure Hlibre ? Selon l'EC2, L est la hauteur libre du poteau entre liaisons d'extrémité. Ainsi, on peut prendre L comme la distance entre deux nœuds d'extrémité: 1 2 2 2 b b h h L H = + + Note: • Si les planchers des étages sont identiques, la hauteur libre du poteau est la distance entre les axes des dalles et aussi la distance entre axes des poutres. • Attention ! d'après l'EC2 la définition de la hauteur libre du poteau est différente celle des voiles (murs). dalle poutre dalle poutre 2 b h 1 b h Poteau étudié distance libre entre deux planchers successifs L distance libre entre le plancher inf et la sous face de la poutre sup libre H L Nœud 2 Nœud 1 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 12. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 12 15.3 Prise en compte des imperfections Extraits de l'EC2 et son Annexe Nationale: Revoir §11.2 du chapitre 11 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 13. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 13 15.3 Prise en compte des imperfections Pour les éléments isolés (et dans les structures contreventées), en combinant les clauses §5.2(7)P; §5.2(7); §6.1(4) de l'EC2 et l'Annexe nationale française: l'effet des imperfections peut être pris en compte par l'ajout d'une excentricité e0 donnée par: 0 , 0 , / 400 max / 30 20 mm y z L e b = − h Moments de calcul du premier ordre corrigés ( ) ( ) = + = 01 Ed 0 02 Ed 0 min ; max ; A B A B M M M M N e Ed N 0Ed,y M 0Ed,z M Ed 0,z N e 02,y M Ed 0,y N Ed 0,z N e 01,z M Ed 0,y N e 01,y M Ed 0,z N e 02,z M • Il convient de prendre M01 et M02 de même signe s'ils provoquent la traction sur la même face et de signes opposés dans le cas contraire; • Il y a lieu de tenir compte des imperfections uniquement dans la direction privilégiée du flambement. ELU: Sollicitations de calcul du premier ordre corrigées Note: si on ne sait pas dans la direction privilégiée du flambement, par mesure de sécurité, on tient compte des imperfections dans les deux directions y et z. ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 14. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 14 15.4 Méthodes de calcul des poteaux élancés 4 méthodes utilisables en France: 1. Méthode générale 2. Méthode de la rigidité nominale 3. Méthode de la courbure nominale 4. Méthode simplifiée 3 méthodes proposées par l'EC2 Méthode proposée par le document «recommandations professionnelles pour l'application de l'EC2 en France » édité par la FFB ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 15. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 15 15.4.1 Méthode générale Méthode basée sur une analyse non-linéaire incluant: ✓ La non-linéarité géométrique (grand déplacement) ✓ La non-linéarité des comportements du béton (voir §2.6.1 du chapitre 3 BA1) et de l'acier (voir §3.4 du chapitre 3 BA1) ✓ L'effet du fluage de béton: En l'absence de modèles plus fins, le fluage peut être pris en compte en multipliant toutes les valeurs des déformations relatives du diagramme contrainte-déformation du béton indiqué en 5.8.6 (3) par un facteur (1 + ef), où ef est le coefficient de fluage effectif. ✓ L'effet favorable de la participation du béton tendu: Cet effet peut toujours être négligé pour simplifier. ✓ Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections droites. ✓ Une option simplifiée consiste à ne considérer que la (les) section(s) critique(s) et à supposer une variation appropriée de la courbure entre ces sections : variation semblable à celle du moment du premier ordre, par exemple, ou autre variation simplifiée appropriée. cd f c cu1 c1 ( ) = − + = 2 c c c1 cl c cd c c1 1 2 k f k = cm 1 cd 0.875 / c k E f s ud yd f s s E S h E Diagramme à palier horizontal Diagramme à palier incliné su sé ud f ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 16. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 16 15.4.1 Méthode générale Méthode basée sur une analyse non-linéaire incluant: ✓ La non-linéarité géométrique (grand déplacement) ✓ La non-linéarité des comportements du béton (voir §2.6.1 du chapitre 3 BA1) et de l'acier (voir §3.4 du chapitre 3 BA1) ✓ L'effet du fluage de béton: En l'absence de modèles plus fins, le fluage peut être pris en compte en multipliant toutes les valeurs des déformations relatives du diagramme contrainte-déformation du béton indiqué en 5.8.6 (3) par un facteur (1 + ef), où ef est le coefficient de fluage effectif. ✓ L'effet favorable de la participation du béton tendu: Cet effet peut toujours être négligé pour simplifier. ✓ Normalement, les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections droites. ✓ Une option simplifiée consiste à ne considérer que la (les) section(s) critique(s) et à supposer une variation appropriée de la courbure entre ces sections : variation semblable à celle du moment du premier ordre, par exemple, ou autre variation simplifiée appropriée. cd f c cu1 c1 ( ) = − + = 2 c c c1 cl c cd c c1 1 2 k f k = ef ef k f k = cm 1 cd 0.875 / c k E f ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 17. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 17 Extrait de l'EC2 Annexe nationale française: Il y a lieu de tenir compte du fluage lorsque les trois conditions suivantes sont remplies Prise en compte du fluage et des moments M0Eqp et M0Ed. ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 18. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 18 Prise en compte de la non-linéarité du fluage: Extrait de l'EC2 Fluage non-linéaire: c 0.45 ck f = 0Eqp 0 0Ed c 2 ,exp 0.675 2 cm ef M t M f Fluage linéaire: c 0.45 ck f = cm 1 cd 0.875 / c k E f Pour le cas du fluage non-linéaire, la relation contrainte-déformation n'est pas explicite car le coefficient de fluage effectif dépend de la contrainte. Il nécessite donc de résoudre numériquement cette équation (par la méthode Newton-Raphson par exemple) ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 19. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 19 Étapes à suivre pour l'application de la méthode générale x Ed N 0Ed M 0Ed M 1 0Ed M 02 M Notations: • NEd : effort normal agissant à l'ELU; • NRd : effort normal résistant à l'ELU; • M01 et M02: Moments du premier ordre aux extrémités du poteaux, compte tenu de l'effet des imperfections; • M0Ed: Moment du premier ordre à l'ELU dans le sens du flambement, compte tenu de l'effet des imperfections; • M2: Moment du second ordre; • MEd = M0Ed + M2: Moment de calcul à l'ELU; • MRd: Moment résistant de calcul de la section critique; • h: épaisseur du poteau dans le sens de flambement • 1 r : courbure de la section critique; • h : déformation de la fibre la plus comprimée • b : déformation de la fibre la moins comprimée ou la plus tendue; • n : déformation de la fibre la plus comprimée située à une distance égale à h 1 + c1 cu1 de la fibre la plus comprimée; • L0 : Longueur efficace (flambement) • e2 = 1 r L0 2 : Excentricité de second ordre h b O G Ed N Ed M h b b h n n s = 1 1 c cu h 1 c cu h Section entièrement comprimée Section partiellement comprimée ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 20. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 20 Étapes à suivre pour la méthode générale Hypothèse: • Les sections planes restent planes • Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-acier • Le béton tendu est négligé (EC2-§3.1.7(2)). • L'effet du fluage de béton est pris en compte. • Les conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations relatives sont satisfaites dans plusieurs sections droites. • Les déformations relatives limites sont déterminées par la règle des 3 pivots (EC2-§6.1(6)); • Dans le cas des moments d'extrémité du premier ordre M01 et M02 différents, le moment du premier ordre équivalent M0Ed déterminé par (EC2- §5.8.8.2(2)) : x Ed N 0Ed M 1 h N 01 M 02 M = 02 01 0Ed 02 01 0.6 0.4 max 0.4 avec M M M M M M Remplacé par ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 21. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 21 Étapes à suivre pour le dimensionnement des armatures par la méthode générale Le principe consiste à trouver un plan de déformation de section critique qui satisfait l'équilibre entre efforts externes et internes: = 0Ed Ed 2 Ed int d A N N e y A M M = Ed int d A A N Équilibre d'effort normal: h 0 G Ed N Ed M h b s2 s1 I r y i y i+1 y ci ci+1 ci ci+1 s2 y s1 s2 s1 A s2 A Déformation Contrainte x 0 L x 2 e = 2 0 sin x y e L Déformée (dans la configuration déformée): Équilibre du moment: ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 22. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 22 Étapes à suivre pour le dimensionnement des armatures par la méthode générale Étape 1: Choisir une quantité totale d'armatures longitudinales de départ Note: il est recommandé de commencer par la quantité d'armatures longitudinales minimale de l'EC2 §9.5.2(2): = Ed yd s,tot s,min 0.1 / max 0.002 c N f A A A Étape 2: Utiliser la condition d'équilibre de l'effort normal, trouver la courbe du moment interne en fonction de la courbure: = int M Ed 1 A → Étape 3: Tracer la courbe du moment sollicitant en fonction de la courbure: Étape 4: Déterminer le point d'équilibre de la structure et vérifier le critère de résistance • Si le point d'équilibre existe ➔ critère de résistance vérifié: • Sinon la quantité totale d'armature choisie n'est pas suffisante. Il faut augmenter cette quantité et retourner à l'étape 1. → Rd Ed Coefficient de sécurité 1 M M Moment courbure = int 1 M r = 2 0 Ed 0Ed Ed 2 L L M M N r Point d'équilibre 1 r 1 1 1 1 2 1 r = Rd 1 M M r ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 23. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 23 Détail de l'étape 2: Étape 2.1: Fixer un incrément de courbure et calculer la courbure: = avant 1 1 1 r r r Note: • La valeur de départ de courbure est zéro. • L'incrément de courbure peut être choisi avec un ordre de grandeur de la courbure du cas plus défavorable 0 1 ou ... Étape 2.2: On se donne une valeur de h telle que h ≤ ... Ed int A N ... • La section du béton est discrétisée en n tranches sur la hauteur; • m désigne le nombre de lits d'armatures de l'acier ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 24. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 24 Exemple d'application de la méthode générale 6m Poteau calculé 25x50ht Voile 25ep P40x40 25x50ht 25x50ht 25x50ht P40x40 P40x40 6m 4m 4m 1m Dalle 20ep Poutre 25x50ht 50 cm Poteau étudié 400 cm 50 cm Poutre 25x50ht Dalle 20ep x y y z 40 cm 40 cm 0 G Section droite Ed N 0Ed M 120kNm 200kNm 3600 kN Sollicitations du 1er ordre Eqpz M 35kNm 69kNm • Béton C50 ; acier B500B • Coefficient de fluage: ∞, t0 = 2,5 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 25. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 25 Exemple d'application de la méthode générale z 0 G y Solution: 6HA20 Il y a pas de point d'équilibre entre le moment sollicitant et le moment interne ⇒ 4HA20 ne sont pas suffisantes ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 26. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 26 Exemple d'application de la méthode générale Conclusion: Le moment de calcul (second ordre inclus) est: − Ed int Ed 0.001 N N N ( ) Ed = 284.1 kNm M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 27. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 27 Exemple d'application de la méthode générale z 0 G y Solution: 6HA20 = = = Rd Ed 1 coefficient de sécurité 1 : 1.1 M M 0 100 200 300 400 500 600 X: 284.1 Y: 3600 M Rd [kNm] N R d [kN] Courbe d'interaction M-N de 6HA20 Rd Rd M N 3600 kN 284.1 kNm 324.07 kNm N N M M = = Rd Ed 1 coefficient de sécurité : 1.1 M M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 28. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 28 15.4.2 Méthode de la rigidité nominale Cette méthode consiste à évaluer les effets du second ordre sur la base d'une rigidité flexionnelle dite « nominale » tenant compte de la fissuration et du fluage... 1 B Ed N N M M Déformée sinusoïdale du second ordre = 2 0Ed 0 1 8 Ed M L EI Distribution des moments 2 M 0Ed M Moment du 1 er ordre Moment du 2 nd ordre Ed M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 29. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 29 ... Moment B / 8 / 1 N M M M M N Note: Connaissant EI on en déduit NB et donc MEd (1 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 30. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 30 Rigidité nominale (EC2§5.8.7.2): ... Ecm module d'élasticité sécant du béton à 28 jours Es =200000 MPa module d'élasticité de l'acier Is moment d'inertie de la section d'armature par rapport au centre de gravité de la section de béton Ic moment d'inertie de la section droite du béton ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 31. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 31 Note: Dans le cas des poteaux élancés soumis à des moments d'extrémité du premier ordre M01 et M02 différents, le moment de calcul doit être: = − 02 Ed 0Ed max / 8 / 1 N M M Car il est possible que le moment du 1er ordre équivalent majoré par l'effet du 2nd ordre soit plus petit que le moment d'extrémité M02 Ed Ed Ed N M M y z h b ... ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 32. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 32 Etapes à suivre pour le dimensionnement des armatures par la méthode de la rigidité nominale Étape 1: Choisir une quantité totale d'armatures longitudinales de départ Note: il est recommandé de commencer par la quantité d'armatures longitudinales minimale de l'EC2 §9.5.2(2): = Ed yd s,tot s,min 0.1 / max 0.002 c N f A A A Étape 2: Calculer la rigidité nominale Étape 3: Calculer la charge de flambement Étape 4: Calculer le moment de calcul Étape 5: Calculer le moment résistant Étape 6: En imposant NEd = NRd, déterminer le moment résistant MRd (soit par un calcul de section soit à l'aide des abaques des courbes d'interaction M-N) et vérifier le critère de résistance • Si le critère est vérifié: Fin d'itération • Sinon la quantité totale d'armatures choisie n'est pas suffisante. Il faut augmenter cette quantité et retourner à l'étape 1. ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 33. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 33 Exemple d'application de la méthode de la rigidité nominale 6m Poteau calculé 25x50ht Voile 25ep P40x40 25x50ht 25x50ht 25x50ht P40x40 P40x40 6m 4m 4m 1m Dalle 20ep Poutre 25x50ht 50 cm Poteau étudié 400 cm 50 cm Poutre 25x50ht Dalle 20ep x y y z 40 cm 40 cm 0 G Section droite Ed N 0Edz M 120kNm 200kNm 3600 kN Sollicitations du 1er ordre Eqpz M 35kNm 69kNm • Béton C50 ; acier B500B • Coefficient de fluage: ∞, t0 = 2,5 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 34. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 34 Exemple d'application de la méthode de la rigidité nominale z 0 G y Solution: 6HA20 = Rd Ed 1 coefficient de sécurité 1 : 1.0 M M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 35. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 35 Exemple d'application de la méthode de la rigidité nominale 0 50 100 150 200 250 300 350 400 0 1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000 X: 345 Y: 3600 M Rd [kNm] N R d [kN] X: 317.3 Y: 3600 Courbe d'interaction M-N de 4HA20 Courbe d'interaction M-N de 6HA20 Rd(kNm) Rd M (kN) N z 0 G y Solution: 6HA20 = = = Rd Ed 1 Rd 3600 kN 317.30 kNm 324.07 kNm N N M M = Rd Ed 1 coefficient de sécurité : 1.0 M M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 36. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 36 15.4.3 Méthode de la courbure nominale Elle consiste à donner une estimation du moment du 2nd ordre M2 basée sur une estimation de courbure maximale. ... Déformée parabolique du premier ordre ... Déformée sinusoïdale du second ordre ... ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 37. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 37 Note: Connaissant c et 1/r on en déduit M2 et donc MEd ... Pour un moment du 1er ordre n'est pas forcément constante mais selon l'EC2-§5.8.8.2(2)), on peut considérer un moment du 1er ordre équivalent M0Ed constant ➔ la courbure constante • La distribution du moment de 2nd ordre est sinusoïdale ➔ courbure sinusoïdale • Expression de la déformée totale: • Courbure totale maximale: 0 L Déformée parabolique du premier ordre ( ) = − 2 2 1 k e Ed N 0Ed M 0Ed M Ed N x Déformée sinusoïdale du second ordre = 1 2 ke Distribution des moments 2 M 0Ed M Moment du 1 er ordre Moment du 2 nd ordre Ed M Quelle est la valeur de c à prendre pour les cas des poteaux isolés en pratique ? ( ) − = − − nd er 0 1 2 2 0 0 2 ordre 1 ordre 4 ( ) sin x L x x y x L L = = = + nd er 2 1 2 2 /2 0 0 2 ordre 1 ordre 1 8 x L y r L L → = + − = + − + = = − 2 2 2 2 2 2 2 0 0 0 2 2 0 0 2 2 1 8 (8 8 (1 1) (1) 1 1) c e k e k e k k r L L L k e L L r r k = 1 2 avec 0 1 k e → = + − → 2 2 8 (1) 8 c k k c Note: Pour des raison de sécurité, il est conseillé de prendre le cas le plus défavorable, à savoir c = 8. ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 38. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 38 Estimation de la courbure nominale: Extrait de l'EC2§ 5.8.8.3 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 39. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 39 Etapes à suivre pour le dimensionnement des armatures par la méthode de la courbure nominale Étape 1: Choisir une quantité totale d'armatures longitudinales de départ Note: il est recommandé de commencer par la quantité d'armatures longitudinales minimale de l'EC2 §9.5.2(2): = Ed yd s,tol s,min 0.1 / max 0.002 c N f A A A Étape 3: Calculer le moment du second ordre Étape 5: En imposant NEd = NRd, déterminer le moment résistant MRd (soit par un calcul de section soit à l'aide des abaques des courbes d'interaction M-N) et vérifier le critère de résistance Rd Ed coefficient de sécurité 1 M M Étape 2: Calculer la courbure nominale à l'aide des formules exposées à la diapo 33 Étape 4: Calculer le moment de calcul = + Ed 02 0Ed 2 max ; M M M M oui non Fin d'itération la quantité totale d'armatures choisie n'est pas suffisante. Il faut augmenter cette quantité et retourner à l'étape 1. = 2 0 2 Ed 1 8 L M N r = 0 1 1 r K K r r ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 40. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 40 Exemple d'application de la méthode de la courbure nominale 6m Poteau calculé 25x50ht Voile 25ep P40x40 25x50ht 25x50ht 25x50ht P40x40 P40x40 6m 4m 4m 1m Dalle 20ep Poutre 25x50ht 50 cm Poteau étudié 400 cm 50 cm Poutre 25x50ht Dalle 20ep x y y z 40 cm 40 cm 0 G Section droite Ed N 0Edz M 120kNm 200kNm 3600 kN Sollicitations du 1er ordre Eqpz M 35kNm 69kNm • Béton C50 ; acier B500B • Coefficient de fluage: ∞, t0 = 2,5 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 41. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 41 Exemple d'application de la méthode de courbure nominale z 0 G y Solution: 4HA20 = Rd Ed 8 coefficient de sécurité 1 : 1.0 M M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 42. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 42 15.4.4 Méthode simplifiée des recommandations professionnelles Cette méthode est proposée dans le document «recommandations professionnelles pour l'application de l'EC2 en France », édité par la FFB. Elle n'est applicable qu'aux conditions suivantes: • Poteaux bi-articulés sous charges centrées; • Elancement ≤ 120; • Béton de C20 à C50 • Hauteur dans le sens de flambement h ≥ 0,15 m Elle consiste à dimensionner les poteaux avec le critère : ( ) = + Ed Rd cd yd h c s N N k A f A f ( ) ( ) + = 2 1.3 0.86 si 60 1 / 62 32 / si60 120 ( ) + − = 0.75 0.5 1 6 si 0.5 m 1 sinon s h c A d h h k h A ( ) ( ) + = 2 1.24 0.84 si 60 1 / 52 27 / si60 120 ( ) + − = 0.75 0.5 1 8 si 0.6 m 1 sinon s h c A d D k D k D A Section rectangulaire Circulaire y z h b s A d d y z o G D s A d ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 43. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 43 Exemple d'application de la méthode simplifiée des recommandations professionnelles 6m Poteau calculé 25x50ht Voile 25ep P40x40 25x50ht 25x50ht 25x50ht P40x40 P40x40 6m 4m 4m 1m Dalle 20ep Poutre 25x50ht 50 cm Poteau étudié 400 cm 50 cm Poutre 25x50ht Dalle 20ep x y y z 40 cm 40 cm 0 G Section droite Ed N 3600 kN z 0 G y Solution: 4HA20 = Rd Ed 2 coefficient de sécurité 1 : 1.0 N N ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 44. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 44 Comparaison des méthodes • Béton C50 ; acier B500B • Coefficient de fluage: ∞, t0 = 2,5 Dalle 20ep Poutre 25x50ht 50 cm Poteau étudié 400 cm 50 cm Poutre 25x50ht Dalle 20ep x y y z 40 cm 40 cm Section droite Ed N 0Edz M 120kNm 200kNm 3600 kN Sollicitations du 1er ordre Eqpz M 35kNm 69kNm z y 6HA20 Commentaire: Méthode Moment de calcul MEd (kNm) Coefficient de sécurité Générale 284,1 1,141 Rigidité nominale 317,3 1,021 Courbure nominale 285,83 1,134 simplifiée de la France --- 1,012 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 45. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 45 15.5 Dimensionnement des armatures transversales (AT) Note: pour la partie théorique, revoir le chapitre 9 Etapes à suivre pour le dimensionnement des armatures transvervales x Ed N 0Ed M h 0Ed A M 0Ed B M L 0Ed M Ed V Ed V Étape 1: Déterminer l'effort tranchant de calcul • Soit directement de l'analyse structurale à l'ELU • Soit en dérivant le moment du 1er ordre Remarque: les imperfections n'ont pas d'impact sur l'effort tranchant Étape 2: Vérifier la résistance à l'effort tranchant du béton Il faut que Remarque: pour les poteaux, il est recommandé de prendre Étape 3: Choisir une solution des AT en se basant sur la densité minimale • En fixant Asw on choisit un espacement s telle que • Calculer l'effort tranchant résistant correspondant à la densité d'AT choisie • Vérifier si . Sinon diminuer l'espacement s pour que = + 2 Ed Rd,max cw cd 2 cot 1 cot V V b z f = cot 1 = sw sw min 0.08 500 ck f A A s s = sw Rd,s ydcot A V z f s Rd,s Ed V V Rd,s Ed V V ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 46. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 46 15.6 Poteaux en flexion composée déviée x y z Ed N 0Ed,y M 0Ed,z M • La méthode générale (voir 15.4.1) peut être utilisée pour la flexion déviée. • En pratique, les poteaux en flexion déviée sont calculés avec la méthode simplifiée décrite dans l'article 5.8.9 de l'EC2. Note: Cette méthode n'est pas simple à réaliser ➔ on n'utilise pas souvent en pratique Étapes à suivre pour le calcul des poteaux en flexion déviée Étape 1: Effectuer un calcul séparé dans chaque direction principale, sans tenir compte de la flexion déviée. Il y a lieu de tenir compte des imperfections uniquement dans la direction où elles auront l'effet le plus défavorable. Étape 2: Aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire si ✓ Les coefficients d'élancement satisfont les deux conditions suivantes: ✓ Et les excentricités satisfont une des deux conditions suivantes: Sinon passer à l'étape 3 / 2 et / 2 y z z y eq eq eq eq ou 2 / / 0.2 0. / / y z z y e h e b e b e h ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 47. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 47 Étape 3: Il faut tenir compte de la flexion déviée en intégrant éventuellement les effets du second ordre dans chacune des directions. En l'absence d'un dimensionnement précis de la section vis-à-vis de la flexion déviée, on peut adopter le critère simplifié suivant : ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 48. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 48 Exemple d'application • Béton C50 ; acier B500B • Coefficient de fluage: ∞, t0 = 2,5 Dalle 20ep Poutre 25x50ht 50 cm Poteau étudié 400 cm 50 cm Poutre 25x50ht Dalle 20ep x y y z 40 cm 40 cm 0 G Section droite Ed N 0Edz M 120kNm 200kNm 3600 kN Sollicitations du 1er ordre Eqpz M 35kNm 69kNm 100kNm 75kNm 0Edy M 25kNm 10kNm Eqpy M ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 49. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 49 Exemple d'application Etape 1: Effectuer un calcul séparé dans chaque direction principale Etape 2: • Vérification de la condition sur l'élancement: OK • Vérification de la condition sur l'excentricité: ➔ Il faut tenir compte de la flexion déviée ➔ étape 3 = = / 1 2 et / 1 2 y z z y = = eq eq eq eq / / 2.17 0.2 non non 0.46 0.2 / / y z z y e h e b e b e h Etape 3: z 0 G y Solution: 8HA20 + = Edy Edz Rdz Rdy 0.988 1 a a M M M M ➔ On valide la solution de 8HA20 disposées comme le schéma ci-dessus ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 50. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 50 15.7 Dispositions constructives Extrait de l'EC2 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr 51. Chapitre 15: Calcul des poteaux élancés selon l'EC2 51 Extrait de l'EC2 ©NGUYENQUANGHUY2022 qnguyen@insa-rennes.fr Share — copy and redistribute the material in any medium or format for any purpose, even commercially. Adapt — remix, transform, and build upon the material for any purpose, even commercially. The licensor cannot revoke these freedoms as long as you follow the license terms. Attribution — You must give appropriate credit , provide a link to the license, and indicate if changes were made . You may do so in any reasonable manner, but not in any way that suggests the licensor endorses you or your use. ShareAlike — If you remix, transform, or build upon the material, you must distribute your contributions under the same license as the original. No additional restrictions — You may not apply legal terms or technological measures that legally restrict others from doing anything the license permits. You do not have to comply with the license for elements of the material in the public domain or where your use is permitted by an applicable exception or limitation . No warranties are given. The license may not give you all of the permissions necessary for your intended use. For example, other rights such as publicity, privacy, or moral rights may limit how you use the material. Sudden change in shape of a structural component under load For other uses, see Buckling (disambiguation). Not to be confused with buckle. Buckled skin panels on a B-52 aircraft. Thin skin panels buckle at very low loads. In the case shown here, the weight of the forward fuselage structure ahead of the nose undercarriage is sufficient to cause the panels to buckle. Buckled panels are still effective in carrying shear by diagonal tension.[1] In structural engineering, buckling is the sudden change in shape (deformation) of a structural component under load, such as the bowing of a column under compression or the wrinkling of a plate under shear. If a structure is subjected to a gradually increasing load, when the load reaches a critical level, a member may suddenly change shape and the structure and component is said to have buckled.[2] Euler's critical load and Johnson's parabolic formula are used to determine the buckling stress of a column. Mechanical failure modes Buckling Corrosion Corrosion fatigue Creep Fatigue Fouling Fracture Hydrogen embrittlement Impact Liquid metal embrittlement Mechanical overload Metal-induced embrittlement Stress corrosion cracking Sulfide stress cracking Thermal shock Wear Yielding vte Buckling may occur even though the stresses that develop in the structure are well below those needed to cause failure in the material of which the structure is composed. Further loading may cause significant and somewhat unpredictable deformations, possibly leading to complete loss of the member's load-carrying capacity. However, if the deformations that occur after buckling do not cause the complete collapse of that member, the member will continue to support the load that caused it to buckle. If the buckled member is part of a larger assemblage of components such as a building, any load applied to the buckled part of the structure beyond that which caused the member to buckle will be redistributed within the structure. Some aircraft are designed for thin skin panels to continue carrying load even in the buckled state. A column under a concentric axial load exhibiting the characteristic deformation of buckling The eccentricity of the axial force results in a bending moment acting on the beam element. The ratio of the effective length of a column to the least radius of gyration of its cross section is called the slenderness ratio (sometimes expressed with the Greek letter lambda, λ). This ratio affords a means of classifying columns and their failure mode. The slenderness ratio is important for design considerations. All the following are approximate values used for convenience. If the load on a column is applied through the center of gravity (centroid) of its cross section, it is called an axial load. A load at any other point in the cross section is known as an eccentric load. A short column under the action of an axial load will fail by direct compression before it buckles, but a long column loaded in the same manner will fail by springing suddenly outward laterally (buckling) in a bending mode. The buckling mode of deflection is considered a failure mode, and it generally occurs before the axial compression stresses (direct compression) can cause failure of the material by yielding or fracture of that compression member. However, intermediate-length columns will fail by a combination of direct compressive stress and bending. In particular: A short steel column is one whose slenderness ratio does not exceed 50; an intermediate length steel column has a slenderness ratio ranging from about 50 to 200, and its behavior is dominated by the strength limit of the material, while a long steel column may be assumed to have a slenderness ratio greater than 200 and its behavior is dominated by the modulus of elasticity of the material. A short concrete column is one having a ratio of unsupported length to least dimension of the cross section equal to or less than 10. If the ratio is greater than 10, it is considered a long column (sometimes referred to as a slender column). Timber columns may be classified as short columns if the ratio of the length to least dimension of the cross section is equal to or less than 10. The dividing line between intermediate and long timber columns cannot be readily evaluated. One way of defining the lower limit of long timber columns would be to set it as the smallest value of the ratio of length to least cross sectional area that would just exceed a certain constant K of the material. Since K depends on the modulus of elasticity and the allowable compressive stress parallel to the grain, it can be seen that this arbitrary limit would vary with the species of the timber. The value of K is given in most structural handbooks. The theory of the behavior of columns was investigated in 1757 by mathematician Leonhard Euler. He derived the formula, termed Euler's critical load, that gives the maximum axial load that a long, slender, ideal column can carry without buckling. An ideal column is one that is: perfectly straight made of a homogeneous material free from initial stress. When the applied load reaches the Euler load, sometimes called the critical load, the column comes to be in a state of unstable equilibrium. At that load, the introduction of the slightest lateral force will cause the column to fail by suddenly "jumping" to a new configuration, and the column is said to have buckled. This is what happens when a person stands on an empty aluminum can and then taps the sides briefly, causing it to then become instantly crushed (the vertical sides of the can may be understood as an infinite series of extremely thin columns).[citation needed] The formula derived by Euler for long slender columns is F c = π 2 E I (K L) 2 {\displaystyle F_{c}={\frac {\pi ^{2}EI}{(KL)^{2}}}} where F c {\displaystyle F_{c}} , maximum or critical force (vertical load on column), E {\displaystyle E} , modulus of elasticity, I {\displaystyle I} , smallest area moment of inertia (second moment of area) of the cross section of the column, L {\displaystyle L} , unsupported length of column, K {\displaystyle K} , column effective length factor, whose value depends on the conditions of end support of the column, as follows. For both ends pinned (hinged, free to rotate), K = 1.0 {\displaystyle K=1.0} . For both ends fixed, K = 0.50 {\displaystyle K=0.50} . For one end fixed and the other end pinned, K ≈ 0.699 {\displaystyle K\approx 0.699} . For one end fixed and the other end free to move laterally, K = 2.0 {\displaystyle K=2.0} . K L {\displaystyle KL} is the effective length of the column. Examination of this formula reveals the following facts with regard to the load-bearing ability of slender columns. The elasticity of the material of the column and not the compressive strength of the material of the column determines the column's buckling load. The buckling load is directly proportional to the second moment of area of the cross section. The boundary conditions have a considerable effect on the critical load of slender columns. The boundary conditions determine the mode of bending of the column and the distance between inflection points on the displacement curve of the deflected column. The inflection points in the deflection shape of the column are the points at which the curvature of the column changes sign and are also the points at which the column's internal bending moments of the column are zero. The closer the inflection points are, the greater the resulting axial load capacity (bucking load) of the column. A demonstration model illustrating the different Euler buckling modes. The model shows how the boundary conditions affect the critical load of a slender column. The columns are identical, apart from the boundary conditions. A conclusion from the above is that the buckling load of a column may be increased by changing its material to one with a higher modulus of elasticity (E), or changing the design of the column's cross section so as to increase its moment of inertia. The latter can be done without increasing the weight of the column by distributing the material as far from the principal axis of the column's cross section as possible. For most purposes, the most effective use of the material of a column is that of a tubular section. Another insight that may be gleaned from this equation is the effect of length on critical load. Doubling the unsupported length of the column quarters the allowable load. The restraint offered by the end connections of a column also affects its critical load. If the connections are perfectly rigid (not allowing rotation of its ends), the critical load will be four times that for a similar column where the ends are pinned (allowing rotation of its ends). Since the radius of gyration is defined as the square root of the ratio of the column's moment of inertia about an axis to its cross sectional area, the above Euler formula may be reformatted by substituting the radius of gyration A r 2 {\displaystyle Ar^{2}} for I {\displaystyle I} : σ = F A = π 2 E (l / r) 2 {\displaystyle \sigma ={\frac {F}{A}}={\frac {\pi ^{2}E}{(l/r)^{2}}}} where σ = F / A {\displaystyle \sigma =F/A} is the stress that causes buckling in the column, and l / r {\displaystyle l/r} is the slenderness ratio. Since structural columns are commonly of intermediate length, the Euler formula has little practical application for ordinary design. Issues that cause deviation from the pure Euler column behaviour include imperfections in geometry of the column in combination with plasticity/non-linear stress strain behaviour of the column's material. Consequently, a number of empirical column formulae have been developed that agree with test data, all of which embody the slenderness ratio. Due to the uncertainty in the behavior of columns, for design, appropriate safety factors are introduced into these formulae. One such formula is the Perry Robertson formula which estimates the critical buckling load based on an assumed small initial curvature, hence an eccentricity of the axial load. The Rankine Gordon formula, named for William John Macquorn Rankine and Perry Hugesworth Gordon (1899 – 1966), is also based on experimental results and suggests that a column will buckle at a load Fmax given by: 1 F max = 1 F e + 1 F c {\displaystyle {\frac {1}{F_{\max }}}={\frac {1}{F_{e}}}+{\frac {1}{F_{c}}}} where F e {\displaystyle F_{e}} is the Euler maximum load and F c {\displaystyle F_{c}} is the maximum compressive load. This formula typically produces a conservative estimate of F max {\displaystyle F_{\max }} . Main article: Self-buckling A free-standing, vertical column, with density ρ {\displaystyle \rho } , Young's modulus E {\displaystyle E} , and cross-sectional area A {\displaystyle A} , will buckle under its own weight if its height exceeds a certain critical value:[3][4][5] h crit = (9 B 2 4 E I ρ g A) 1 3 {\displaystyle h_{\text{crit}}=\left({\frac {9B^{2}}{4}}\,{\frac {EI}{\rho gA}}\right)^{\frac {1}{3}}} where g {\displaystyle g} is the acceleration due to gravity, I {\displaystyle I} is the second moment of area of the beam cross section, and B {\displaystyle B} is the first zero of the Bessel function of the first kind of order −1/3, which is equal to 1.86635086... A plate is a 3-dimensional structure defined as having a width of comparable size to its length, with a thickness that is very small in comparison to its other two dimensions. Similar to columns, thin plates experience out-of-plane buckling deformations when subjected to critical loads; however, contrasted to column buckling, plates under buckling loads can continue to carry loads, called local buckling. This phenomenon is incredibly useful in numerous systems, as it allows systems to be engineered to provide greater loading capacities. For a rectangular plate, supported along every edge, loaded with a uniform compressive force per unit length, the derived governing equation can be stated by:[6] ∂ 4 w ∂ x 4 + 2 ∂ 4 w ∂ x 2 ∂ y 2 + ∂ 4 w ∂ y 4 = 12 (1 − ν 2) E t 3 (− N x ∂ 2 w ∂ x 2) {\displaystyle {\frac {\partial ^{4}w}{\partial x^{4}}}+2{\frac {\partial ^{4}w}{\partial x^{2}\partial y^{2}}}+{\frac {\partial ^{4}w}{\partial y^{4}}}={\frac {12\left(1-u ^{2}\right)}{Et^{3}}}\left(-N_{x}{\frac {\partial ^{2}w}{\partial x^{2}}}\right)} where w {\displaystyle w} , out-of-plane deflection N x {\displaystyle N_{x}} , uniformly distributed compressive load ν {\displaystyle u } , Poisson's ratio E {\displaystyle E} , modulus of elasticity t {\displaystyle t} , thickness The solution to the deflection can be expanded into two harmonic functions shown:[6] w = ∑ m = 1 ∞ ∑ n = 1 ∞ w m n sin ⁡ (m π x a) sin ⁡ (n π y b) {\displaystyle w=\sum _{m=1}^{\infty }\sum _{n=1}^{\infty }w_{mn}\sin \left({\frac {m\pi x}{a}}\right)\sin \left({\frac {n\pi y}{b}}\right)} where m {\displaystyle m} , number of half sine curvatures that occur lengthwise n {\displaystyle n} , number of half sine curvatures that occur widthwise a {\displaystyle a} , length of specimen b {\displaystyle b} , width of specimen The previous equation can be substituted into the earlier differential equation where n {\displaystyle n} equals 1. N x {\displaystyle N_{x}} can be separated providing the equation for the critical compressive loading of a plate:[6] N x , c r = k c r π 2 E t 3 12 (1 − ν 2) b 2 {\displaystyle N_{x,cr}=k_{cr}{\frac {\pi ^{2}Et^{3}}{12\left(1-u ^{2}\right)b^{2}}}} where the buckling coefficient k c r {\displaystyle k_{cr}} , is given by:[6] k c r = (m b a + a m b) 2 {\displaystyle k_{cr}=\left({\frac {mb}{a}}+{\frac {a}{mb}}\right)^{2}} The buckling coefficient is influenced by the aspect of the specimen, a {\displaystyle a} / b {\displaystyle {b}} , and the number of lengthwise curvatures. For an increasing number of such curvatures, the aspect ratio produces a varying buckling coefficient; but each relation provides a minimum value for each m {\displaystyle m} . This minimum value can then be used as a constant, independent from both the aspect ratio and m {\displaystyle m} .[6] Given stress is found by the load per unit area, the following expression is found for the critical stress: σ c r = k c r π 2 E 12 (1 − ν 2) (b t) 2 {\displaystyle \sigma _{cr}=k_{cr}{\frac {\pi ^{2}E}{12\left(1-u ^{2}\right)\left({\frac {b}{t}}\right)^{2}}}} From the derived equations, it can be seen the close similarities between the critical stress for a column and for a plate. As the width b {\displaystyle b} shrinks, the plate acts more like a column as it increases the resistance to buckling along the plate's width. The increase of a {\displaystyle a} allows for an increase of the number of sine waves produced by buckling along the length, but also increases the resistance from the buckling along the width.[6] This creates the preference of the plate to buckle in such a way to equal the number of curvatures both along the width and length. Due to boundary conditions, when a plate is loaded with a critical stress and buckles, the edges perpendicular to the load cannot deform out-of-plane and will therefore continue to carry the stresses. This creates a non-uniform compressive loading along the ends, where the stresses are imposed on half of the effective width on either side of the specimen, given by the following:[6] b eff b ≈ σ c r σ y (1 − 1.022 σ c r σ y) {\displaystyle {\frac {b_{\text{eff}}}{b}}\approx {\sqrt {{\frac {\sigma _{cr}}{\sigma _{y}}}\left(1-1.022{\sqrt {\frac {\sigma _{cr}}{\sigma _{y}}}}\right)}}} where b eff {\displaystyle b_{\text{eff}}} , effective width σ y {\displaystyle \sigma _{y}} , yielding stress As the loaded stress increases, the effective width continues to shrink; if the stresses on the ends ever reach the yield stress, the plate will fail. This is what allows the buckled structure to continue supporting loadings. When the axial load over the critical load is plotted against the displacement, the fundamental path is shown. It demonstrates the plate's similarity to a column under buckling; however, past the buckling load, the fundamental path bifurcates into a secondary path that curves upward, providing the ability to be subjected to higher loads past the critical load. Flexural-torsional buckling can be described as a combination of bending and twisting response of a member in compression. Such a deflection mode must be considered for design purposes. This mostly occurs in columns with "open" cross-sections and hence have a low torsional stiffness, such as channels, structural tees, double-angle shapes, and equal-leg single angles. Circular cross sections do not experience such a mode of buckling. Lateral-torsional buckling of an I-beam with vertical force in center: a) longitudinal view, b) cross section near support, c) cross section in center with lateral-torsional buckling When a simply supported beam is loaded in bending, the top side is in compression, and the bottom side is in tension. If the beam is not supported in the lateral direction (i.e., perpendicular to the plane of bending), and the flexural load increases to a critical limit, the beam will experience a lateral deflection of the compression flange as it buckles locally. The lateral deflection of the compression flange is restrained by the beam web and tension flange, but for an open section the twisting mode is more flexible, hence the beam both twists and deflects laterally in a failure mode known as lateral-torsional buckling. In wide-flange sections (with high lateral bending stiffness), the deflection mode will be mostly twisting in torsion. In narrow-flange sections, the bending stiffness is lower and the column's deflection will be closer to that of lateral bucking deflection mode. The use of closed sections such as square hollow section will mitigate the effects of lateral-torsional buckling by virtue of their high torsional stiffness. Cb is a modification factor used in the equation for nominal flexural strength when determining lateral-torsional buckling. The reason for this factor is to allow for non-uniform moment diagrams when the ends of a beam segment are braced. The conservative value for Cb can be taken as 1, regardless of beam configuration or loading, but in some cases it may be excessively conservative. Cb is always equal to or greater than 1, never less. For cantilevers or overhangs where the free end is unbraced, Cb is equal to 1. Tables of values of Cb for simply supported beams exist. If an appropriate value of Cb is not given in tables, it can be obtained via the following formula: C b = 12.5 M max 2.5 M max + 3 M A + 4 M B + 3 M C {\displaystyle C_{b}={\frac {12.5M_{\max }}{2.5M_{\max }+3M_{A}+4M_{B}+3M_{C}}}} where M max {\displaystyle M_{\max }} , absolute value of maximum moment in the unbraced segment, M A {\displaystyle M_{A}} , absolute value of maximum moment at quarter point of the unbraced segment, M B {\displaystyle M_{B}} , absolute value of maximum moment at centerline of the unbraced segment, M C {\displaystyle M_{C}} , absolute value of maximum moment at three-quarter point of the unbraced segment, The result is the same for all unit systems. The buckling strength of a member is less than the elastic buckling strength of a structure if the material of the member is stressed beyond the elastic material range and into the non-linear (plastic) material behavior range. When the compression load is near the buckling load, the structure will bend significantly and the material of the column will diverge from a linear stress-strain behavior. The stress-strain behavior of materials is not strictly linear even below the yield point, hence the modulus of elasticity decreases as stress increases, and significantly so as the stresses approach the material's yield strength. This reduced material rigidity reduces the buckling strength of the structure and results in a buckling load less than that predicted by the assumption of linear elastic behavior. A more accurate approximation of the buckling load can be had by the use of the tangent modulus of elasticity, Et, which is less than the elastic modulus, in place of the elastic modulus of elasticity. The tangent is equal to the elastic modulus and then decreases beyond the proportional limit. The tangent modulus is a line drawn tangent to the stress-strain curve at a particular value of strain (in the elastic section of the stress-strain curve, the tangent modulus is equal to the elastic modulus). Plots of the tangent modulus of elasticity for a variety of materials are available in standard references. Sections that are made up of flanged plates such as a channel, can still carry load in the corners after the flanges have locally buckled. Crippling is failure of the complete section.[1] Because of the thin skins typically used in aerospace applications, skins may buckle at low load levels. However, once buckled, instead of being able to transmit shear forces, they are still able to carry load through diagonal tension (DT) stresses in the web. This results in a non-linear behaviour in the load carrying behaviour of these details. The ratio of the actual load to the load at which buckling occurs is known as the buckling ratio of a sheet.[1] High buckling ratios may lead to excessive wrinkling of the sheets which may then fail through yielding of the wrinkles. Although they may buckle, thin sheets are designed to not permanently deform and return to an unbuckled state when the applied loading is removed. Repeated buckling may lead to fatigue failures. Sheets under diagonal tension are supported by stiffeners that as a result of sheet buckling carry a distributed load along their length, and may in turn result in these structural members failing under buckling. Thicker plates may only partially form a diagonal tension field and may continue to carry some of the load through shear. This is known as incomplete diagonal tension (IDT). This behavior was studied by Wagner and these beams are sometimes known as Wagner beams.[1] Diagonal tension may also result in a pulling force on any fasteners such as rivets that are used to fasten the web to the supporting members. Fasteners and sheets must be designed to resist being pulled off their supports. If a column is loaded suddenly and then the load released, the column can sustain a much higher load than its static (slowly applied) buckling load. This can happen in a long, unsupported column used as a drop hammer. The duration of compression at the impact end is the time required for a stress wave to travel along the column to the other (free) end and back down as a relief wave. Maximum buckling occurs near the impact end at a wavelength much shorter than the length of the rod, and at a stress many times the buckling stress of a statically loaded column. The critical condition for buckling amplitude to remain less than about 25 times the effective rod straightness imperfection at the buckle wavelength is σ L = ρ c 2 h {\displaystyle \sigma L=\rho c^{2}h} where σ {\displaystyle \sigma } is the impact stress, L {\displaystyle L} is the length of the rod, c {\displaystyle c} is the elastic wave speed, and h {\displaystyle h} is the smaller lateral dimension of a rectangular rod. Because the buckle wavelength depends only on σ {\displaystyle \sigma } and h {\displaystyle h} , this same formula holds for thin cylindrical shells of thickness h {\displaystyle h} .[7] Often it is very difficult to determine the exact buckling load in complex structures using the Euler formula, due to the difficulty in determining the constant K. Therefore, maximum buckling load is often approximated using energy conservation and referred to as an energy method in structural analysis. The first step in this method is to assume a displacement mode and a function that represents that displacement. This function must satisfy the most important boundary conditions, such as displacement and rotation. The more accurate the displacement function, the more accurate the result. The method assumes that the system (the column) is a conservative system in which energy is not dissipated as heat, hence the energy added to the column by the applied external forces is stored in the column in the form of strain energy. U applied = U strain {\displaystyle U_{\text{applied}}=U_{\text{strain}}} In this method, there are two equations used (for small deformations) to approximate the "strain" energy (the potential energy stored as elastic deformation of the structure) and "applied" energy (the work done on the system by external forces). U strain = E 2 ∫ I (x) (w x x (x)) 2 d x U applied = P crit 2 ∫ (w x (x)) 2 d x {\displaystyle {\begin{aligned}U_{\text{strain}}&={\frac {E}{2}}\int I(x)(w_{xx}(x))^{2}\,\mathrm {d} x\\U_{\text{applied}}&={\frac {P_{\text{crit}}}{2}}\int (w_{x}(x))^{2}\,\mathrm {d} x\end{aligned}}} where w (x) {\displaystyle w(x)} is the displacement function and the subscripts x {\displaystyle x} and x x {\displaystyle xx} refer to the first and second derivatives of the displacement. Using the concept of total potential energy, V {\displaystyle V} , it is possible to identify four fundamental forms of buckling found in structural models with one degree of freedom. We start by expressing V = U − P Δ {\displaystyle V=U-P\Delta } where U {\displaystyle U} is the strain energy stored in the structure, P {\displaystyle P} is the applied conservative load and Δ {\displaystyle \Delta } is the distance moved by P {\displaystyle P} in its direction. Using the axioms of elastic instability theory, namely that equilibrium is any point where V {\displaystyle V} is stationary with respect to the coordinate measuring the degree(s) of freedom and that these points are only stable if V {\displaystyle V} is a local minimum and unstable if otherwise (e.g. maximum or a point of inflection).[8] These four forms of elastic buckling are the saddle-node bifurcation or limit point; the supercritical or stable-symmetric bifurcation; the subcritical or unstable-symmetric bifurcation; and the transcritical or asymmetric bifurcation. All but the first of these examples is a form of pitchfork bifurcation. Simple models for each of these types of buckling behaviour are shown in the figures below, along with the associated bifurcation diagrams. Single-degree-of-freedom (SDoF) rigid link models depicting four distinct types of buckling phenomena. The spring in each model is unstressed when q = 0 {\displaystyle q=0} . Limit Point Stable-symmetric bifurcation A tied truss model with inclined links and horizontal spring. Link model with rotational spring Unstable-symmetric bifurcation Asymmetric bifurcation Link model with transverse spring Link model with inclined spring Bifurcation diagrams (blue) for the above models with the energy function (red) animated at different values of load, P {\displaystyle P} (black). Note, the load is on the vertical axis. All graphs are in non-dimensional form. P C = c / (2 L) {\displaystyle P^{C}=c/(2L)} P C = k L / 2 {\displaystyle P^{C}=kL/2} P C = k L / 2 {\displaystyle P^{C}=kL/2} A conventional bicycle wheel consists of a thin rim kept under high compressive stress by the (roughly normal) inward pull of a large number of spokes. It can be considered as a loaded column that has been bent into a circle. If spoke tension is increased beyond a safe level or if part of the rim is subject to a certain lateral force, the wheel spontaneously fails into a characteristic saddle shape (sometimes called a "taco" or a "pringle") like a three-dimensional Euler column. If this is a purely elastic deformation the rim will resume its proper plane shape if spoke tension is reduced or a lateral force from the opposite direction is applied. Buckling is a failure mode in pavement materials, primarily with concrete, since asphalt is more flexible. Radiant heat from the sun is absorbed in the road surface, causing it to expand, forcing adjacent pieces to push against each other. If the stress is sufficient, the pavement can lift and crack without warning. Traversing a buckled section can be jarring to automobile drivers, described as running over a speed hump at highway speeds. Railway tracks in the Netherlands affected by sun kink Similarly, rail tracks also expand when heated, and can fail by buckling, a phenomenon called sun kink.[9] It is more common for rails to move laterally, often pulling the underlying ties (sleepers) along.[10] Sun kink can lead to railroads drastically reducing the speed of trains, leading to delays and cancellations. This is done to avoid derailment. Intensifying heat waves due to climate change doubled the number of hours of heat related delays in 2023, compared to 2018.[11] These accidents were deemed to be sun kink-related (more information available at List of rail accidents (2000–2009)): April 18, 2002 Amtrak Auto-Train derailment, off CSX tracks, near Crescent City, Florida.[12] July 29, 2002 Amtrak Capitol Limited derailment, off CSX tracks, near Kensington, Maryland.[13] July 8, 2010 CSX train derailment in Waxhaw, North Carolina.[14] July 6, 2012 WMATA Metrorail train derailment near West Hyattsville station, Maryland.[15] The Federal Railroad Administration issued a Safety Advisory on July 11, 2012 alerting railroad operators to inspect tracks for "buckling-prone conditions." The Advisory included a brief summary of four derailments that had occurred between June 23 to July 4 that appeared to be "heat related incidents."[16] Pipes and pressure vessels subject to external overpressure, caused for example by steam cooling within the pipe and condensing into water with subsequent massive pressure drop, risk buckling due to compressive hoop stresses. Design rules for calculation of the required wall thickness or reinforcement rings are given in various piping and pressure vessel codes. Aerothermal heating can lead to buckling of surface panels on super- and hypersonic aerospace vehicles such as high-speed aircraft, rockets and reentry vehicles.[17] If buckling is caused by aerothermal loads, the situation can be further complicated by enhanced heat transfer in areas where the structure deforms towards the flow-field.[18] Euler's critical load – Formula to quantify column buckling under a given load Geometric and material buckling – The absorption and transmission of neutrons by nuclear reactor materials Perry–Robertson formula – Formula for buckling loads in slender colums Rail stressing Stiffening – Method of increasing rigidity and structural integrity of materials or objects Wood method – Method in structural analysis of buckling Yoshimura buckling – Pattern of buckling used in mechanical engineering ^ a b c d Bruhn, E. F. (1973). Analysis and Design of Flight Vehicle Structures. Indianapolis: Jacobs. ^ Elishakoff, I. Li Y-W. and Starnes, J.H. Jr., Non Classical Problems in the Theory of Elastic Stability, Cambridge University Press, 2001, XVI +pp.336; ISBN 0-521-78210-4 ^ Kato, K. (1915). "Mathematical Investigation on the Mechanical Problems of Transmission Line". Journal of the Japan Society of Mechanical Engineers. 19: 41. ^ Ratzersdorfer, Julius (1936). Die Knickfestigkeit von Stäben und Stabwerken [The buckling resistance of members and frames] (in German). Wein, Austria: J. Springer. pp. 107–109. ISBN 978-3-662-24075-5. {{cite book}}: ISBN / Date incompatibility (help) ^ Cox, Steven J.; C. Maeve McCarthy (1998). "The Shape of the Tallest Column". SIAM Journal on Mathematical Analysis. 29 (3): 547–554. doi:10.1137/s0036141097314537. ^ a b c d e f g Bulson, P. S. (1970). Theory of Flat Plates. Chatto and Windus, London. ^ Lindberg, H. E.; Florence, A. L. (1987). Dynamic Pulse Buckling. Martinus Nijhoff Publishers. pp. 11–56, 297–298. ^ Thompson, J.M.T.; Hunt, G.W. (1973). A general theory of elastic stability. London: John Wiley. ISBN 9780471859918. ^ Magill, Bobby (31 July 2014). "Derailments May Increase as 'Sun Kinks' Buckle Tracks". Climate Central. Retrieved 18 July 2024. ^ Li, Dingquing; Hyslip, James; Sussmann, Ted; Chrismer, Steven (2002). Railway Geotechnics. CRC Press. p. 430-431. ISBN 148228880X. ^ Kim, Minho (17 July 2024). "Amtrak Passengers Face Record Delays From Extreme Weather". New York Times. Retrieved 18 July 2024. ^ Derailment of Amtrak Auto Train P052-18 on the CSXT Railroad Near Crescent City, Florida April 18, 2002 (PDF) (Report). National Transportation Safety Board. 5 August 2003. p. v. Retrieved 18 July 2024. ^ Braun, Stephen (30 July 2002). "Passenger Train Cars Plunge Off Overheated Tracks". Los Angeles Times. Retrieved 18 July 2024. ^ "Heat could warp train tracks, causing derailments". WIS 10. Columbia, SC. 15 July 2010. Retrieved 18 July 2024. ^ Lucero, Kat (2012-07-07). "Misaligned Track from Heat 'Probable Cause' In Green Line Derailment". DCist. American University Radio. Archived from the original on 2018-02-04. Retrieved 2019-01-21. ^ Robert C. Lauby (16 July 2012). Notice of Safety Advisory (PDF) (Report). Federal Register. p. 41881-41882. Retrieved 18 July 2024. ^ Spottswood, S. Michael; Beberniss, Timothy J.; Eason, Thomas G.; Perez, Ricardo A.; Donbar, Jeffrey M.; Ehrhardt, David A.; Riley, Zachary B. (March 2019). "Exploring the response of a thin, flexible panel to shock-turbulent boundary-layer interactions". Journal of Sound and Vibration. 443: 74–89. Bibcode:2019JSV...443...74S. doi:10.1016/j.jsv.2018.11.035. S2CID 125479249. ^ Daub, Dennis; Esser, Burkard; Gülhan, Ali (April 2020). "Experiments on High-Temperature Hypersonic Fluid–Structure Interaction with Plastic Deformation". AIAA Journal. 58 (4): 1423–1431. Bibcode:2020AIAAJ..58.1423D. doi:10.2514/1.J059150. Timoshenko, S. P.; Gere, J. M. (1961). Theory of Elastic Stability (2nd ed.). McGraw-Hill. Nenezich, M. (2004). "Thermoplastic Continuum Mechanics". Journal of Aerospace Structures. 4. Koiter, W. T. (1945). The Stability of Elastic Equilibrium (PDF) (PhD Thesis). Rajesh, Dhakal; Maekawa, Koichi (2002). "Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members". Journal of Structural Engineering. 128 (10): 1253–1262. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:10(1253). hdl:10092/4229. Segui, Willian T. (2007). Steel Design (Fourth ed.). United States: Thomson. ISBN 978-0-495-24471-4. Bruhn, E. F. (1973). Analysis and Design of Flight Vehicle Structures. Indianapolis: Jacobs. Elishakoff, I. (2004). Resolution of Twentieth Century Conundrum in Elastic Stability. Singapore: World Scientific/Imperial College Press. ISBN 978-981-4583-53-4. The complete theory and example experimental results for long columns are available as a 39-page PDF document at Retrieved from "