

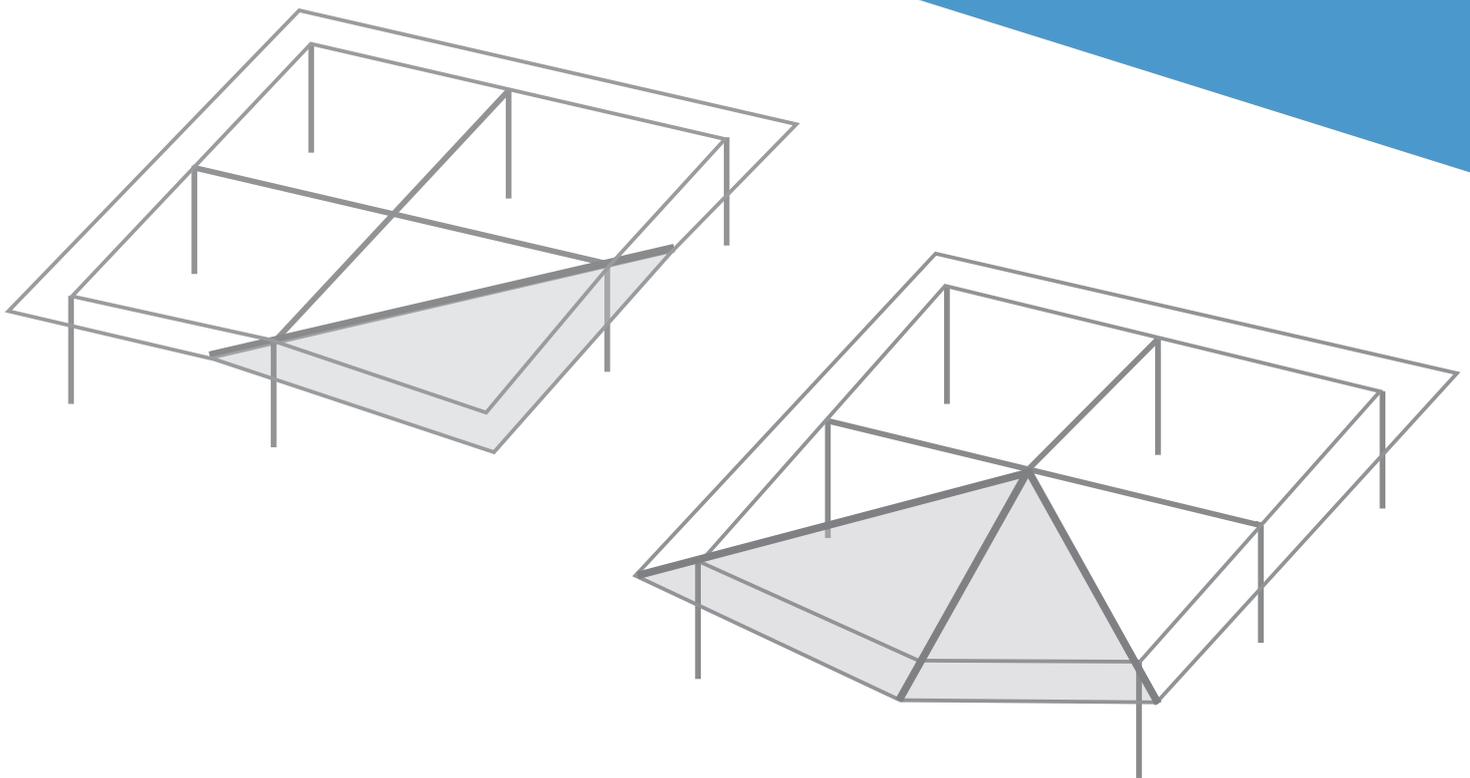
ECCS  
CECM  
E K S



**FAIL** NO  
MORE

# RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION DE BÂTIMENTS MÉTALLIQUES ET MIXTES VIS-À-VIS DE LA RUINE PROGRESSIVE

2021



Atténuation du risque de ruine progressive  
pour les charpentes métalliques et mixtes  
dans le cas d'événements exceptionnels

**D3-10**

# FAILNOMORE

## ***D3-10 : Recommandations pour la conception de bâtiments métalliques et mixte vis-à-vis de la ruine progressive***

***Décembre 2021***

### **Liste des participants :**

**Université de Liège**

Jean François DEMONCEAU, Tudor GOLEA et Jean Pierre JASPART

**Imperial College de Londres**

Ahmed ELGHAZOULI et Zeyad KHALIL

**Université de Coimbra**

Aldina SANTIAGO, Ana Francisca SANTOS et Luís SIMÕES DA SILVA

**Université de Stuttgart**

Ulrike KUHLMANN et Georgios SKARMOUTSOS

**Université de Trento**

Nadia BALDASSINO, Riccardo ZANDONINI, Martina BERNARDI et Marco ZORDAN

**Université de Timisoara**

Florea DINU, Ioan MARGINEAN, Dominiq JAKAB et Dan DUBINA

**Feldmann + Weynand GmbH**

Freddy WERTZ et Klaus WEYNAND

**ArcelorMittal Belval & Differdange S.A.**

Renata OBIALA, Miguel CANDEIAS, Marion CHARLIER et Omer ANWAAR

### **Document traduit de l'anglais au français par :**

**Institut National des Sciences Appliquées de Rennes - France**

Samy GUEZOULI et Mohammed HJIAJ



*Ce projet a reçu un financement du Fonds de recherche pour le charbon et l'acier dans le cadre d'un accord de subvention No 899371*

[steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/](https://steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/)  
[linkedin.com/company/failnomore/](https://linkedin.com/company/failnomore/)  
[researchgate.net/project/FAILNOMORE...](https://researchgate.net/project/FAILNOMORE...)

**FAILNOMORE**

**D3-10: Recommandations pour la conception de bâtiments  
métalliques et mixte vis-à-vis de la ruine progressive**

**1<sup>ère</sup> Édition, décembre 2021**

**Publié par:**

ECCS – European Convention for Constructional Steelwork

[publications@steelconstruct.com](mailto:publications@steelconstruct.com)

[www.steelconstruct.com](http://www.steelconstruct.com)

Tous droits réservés. Cette publication ne peut, en totalité ou en partie, être reproduite, stockée dans un système de récupération de données, ou transmise sous quelque forme ou par quelque procédé que ce soit, sans l'autorisation écrite préalable du détenteur des droits d'auteur.

La CECM (ECCS) ne peut en aucun cas être tenue pour responsable de l'usage fait du matériel ou de l'information contenus dans cette publication.

**Copyright © 2021 ECCS – Convention Européenne de la Construction  
Métallique**

**ISBN: 978-92-9147-181-2**

# Table des matières

|   |           |
|---|-----------|
| Remerciements .....   | 7         |
| Définitions .....   | 9         |
| Introduction .....  | 11        |
| <b>Partie 1 – Dimensionnement visant la Robustesse .....</b>                            | <b>13</b> |
| 1 Contexte Normatif .....   | 13        |
| 1.1 Aperçu .....  | 13        |
| 1.2 Exigences en robustesse dans les Eurocodes .....                                    | 13        |
| 1.2.1 Principes de base.....  | 13        |
| 1.2.2 Situations de dimensionnement .....   | 13        |
| 1.2.3 Classes de conséquences .....   | 14        |
| 1.3 Stratégies en Robustesse .....  | 14        |
| 1.3.1 Généralités .....   | 14        |
| 1.3.2 Stratégies basées sur des actions accidentelles identifiées .....                 | 14        |
| 1.3.3 Stratégies basées sur la limitation de l'étendue de ruine localisée .....         | 15        |
| 1.4 Développements normatifs actuels .....  | 16        |
| 1.5 Remarques finales.....  | 17        |
| 2 Dimensionnement visant la robustesse .....  | 19        |
| 2.1 Stratégies de dimensionnement .....   | 19        |
| 2.1.1 Introduction .....  | 19        |
| 2.1.2 Philosophies générales de dimensionnement.....                                    | 19        |
| 2.1.3 Dimensionnement pour des actions accidentelles bien-identifiées .....             | 19        |
| 2.1.4 Dimensionnement pour des actions accidentelles non-identifiées .....              | 20        |
| 2.2 Importance des assemblages structuraux pour un dimensionnement visant la robustesse | 22        |
| 2.2.1 Dimensionnement classique aux ELS et aux ELU.....                                 | 22        |
| 2.2.2 Dimensionnement des assemblages sous évènements exceptionnels.....                | 23        |
| 2.2.3 Ductilité minimale requise pour les assemblages structuraux.....                  | 25        |
| 3 Classes de conséquences .....   | 31        |
| 4 Risques identifiés .....  | 33        |
| 4.1 Introduction .....  | 33        |
| 4.2 Impact .....  | 33        |
| 4.2.1 Prévenir/éliminer les risques .....   | 33        |
| 4.2.2 Dimensionnement explicite .....   | 34        |
| 4.3 Explosion .....   | 37        |
| 4.3.1 Prévenir/éliminer les risques .....   | 37        |

|       |  |           |
|-------|--|-----------|
| 4.3.2 | Explosion externe – Dimensionnement explicite .....                            | 38        |
| 4.3.3 | Explosion de gaz interne - Dimensionnement explicite .....                     | 45        |
| 4.4   | L'incendie comme évènement exceptionnel .....                                  | 47        |
| 4.4.1 | Prévenir/éliminer les risques .....  | 47        |
| 4.4.2 | Stratégie de dimensionnement.....  | 48        |
| 4.5   | Le séisme comme évènement exceptionnel .....                                   | 50        |
| 4.5.1 | Prévenir/éliminer les risques .....  | 50        |
| 4.5.2 | Approche prescriptive .....  | 50        |
| 4.5.3 | Stratégies de dimensionnement .....  | 52        |
| 5     | Risques non-identifiés .....   | 55        |
| 5.1   | Sélection de strategies de dimensionnement appropriées.....                    | 55        |
| 5.2   | Identification de dommages locaux .....  | 55        |
| 5.3   | Méthodes des chemins de charge alternatifs .....                               | 57        |
| 5.3.1 | Méthodes prescriptives.....  | 62        |
| 5.3.2 | Méthodes analytiques.....  | 68        |
| 5.3.3 | Approches numériques simplifiées .....   | 77        |
| 5.3.4 | Approche numérique complète .....  | 84        |
| 5.3.5 | Prédiction de la réponse dynamique à partir de la réponse statique .....       | 87        |
| 5.4   | Méthode des éléments-clés .....  | 89        |
| 5.5   | Méthode de compartimentation/segmentation.....                                 | 90        |
| 5.5.1 | Bords de segments/compartiemnts souples.....                                   | 90        |
| 5.5.2 | Bords de segments/compartiments rigides .....                                  | 91        |
| 6     | Evaluation des risques.....  | 93        |
| 7     | Conclusions .....  | 95        |
|       | <b>Partie 2 – Exemples d’application .....</b>                                 | <b>97</b> |
| 8     | Introduction .....   | 97        |
| 8.1   | Généralités .....  | 97        |
| 8.2   | Géométrie et systèmes structuraux proposés pour étude .....                    | 99        |
| 8.3   | Actions, combinaison d’actions.....  | 100       |
| 8.4   | Exigences en dimensionnement et résultats.....                                 | 101       |
| 8.5   | Assemblages.....   | 107       |
| 8.5.1 | SS/NS .....  | 107       |
| 8.5.2 | CS/NS.....   | 109       |
| 8.5.3 | SS/S et CS/S .....   | 109       |
| 8.6   | Commentaires sur la sélection finale des exemples de structures étudiées ..... | 110       |
| 8.6.1 | Sismique vs. non-sismique .....  | 110       |

|                           |   |            |
|---------------------------|---|------------|
| 8.6.2                     | Acier vs. mixte .....   | 112        |
| 8.7                       | Evènements exceptionnels identifiés.....  | 113        |
| 8.7.1                     | Impact .....  | 113        |
| 8.7.2                     | Analyse sous explosion.....   | 127        |
| 8.7.3                     | Analyse sous incendie localisé.....   | 148        |
| 8.7.4                     | Analyse sismique.....   | 150        |
| 8.8                       | Evènements exceptionnels non-identifiés .....   | 155        |
| 8.8.1                     | Approche prescriptive (méthode des tirants/chaînage) .....  | 155        |
| 8.8.2                     | Méthode des éléments clés .....   | 169        |
| 8.8.3                     | Méthode de compartimentation .....  | 173        |
| 8.8.4                     | Méthode des cycles de charges alternées .....   | 174        |
| 8.9                       | Conclusions pour les exemples d'application .....   | 214        |
| <b>Partie 3 – Annexes</b> | .....   | <b>217</b> |
| A.1                       | Résistance de calcul des assemblages sous moments de flexion et efforts axiaux combinés   | 217        |
| A.1.1                     | Critères de résistance tenant compte des effets de groupe .....   | 217        |
| A.1.2                     | Définition du critère de ruine pour l'ensemble de la connexion.....   | 218        |
| A.2                       | Exigences des dispositions constructives pour une capacité de rotation suffisante des assemblages simples .....   | 220        |
| A.2.1                     | Assemblages avec platine d'extrémité.....   | 220        |
| A.2.2                     | Assemblages avec gousset d'âme .....  | 222        |
| A.3                       | Recommandations relative à la ductilité spécifique des assemblages boulonnés partiellement résistants en acier et mixtes avec platines d'extrémité..... | 224        |
| A.3.1                     | Application de la méthode simplifiée (Rölle, 2013) .....  | 225        |
| A.4                       | Évaluation de la capacité de rotation plastique des assemblages à l'ELU .....   | 227        |
| A.4.1                     | Principes généraux et méthode .....   | 227        |
| A.4.2                     | Méthode simplifiée de Keller pour la capacité de déformation des assemblages mixtes ..  | 229        |
| A.5                       | Résistance des assemblages en traction .....  | 232        |
| A.5.1                     | Assemblages simples en traction .....   | 232        |
| A.5.1.1                   | Données générales pour les assemblages avec platines d'extrémité, goussets d'âme ou cornières d'âme .....   | 232        |
| A.5.1.2                   | Notations particulières pour les assemblages de platines d'about.....   | 233        |
| A.5.1.3                   | Notations particulières pour les assemblages à gousset d'âme .....  | 234        |
| A.5.1.4                   | Notations particulières pour les assemblages à cornières d'angles.....  | 235        |
| A.5.1.5                   | Résistance de tirant des assemblages à platines d'about.....  | 236        |
| A.5.1.6                   | Résistance de tirant des assemblages par platine.....   | 237        |
| A.5.1.7                   | Résistance au tirant des assemblages avec cornières d'âme.....  | 238        |
| A.5.2                     | Assemblages partiellement résistant et des couvre-joints de colonnes sous tension .....   | 238        |

|                              |  |            |
|------------------------------|--|------------|
| A.5.3                        | Méthode simplifiée pour la caractérisation des assemblages acier et mixtes avec platines d'about sous effort axial ..... | 239        |
| A.6                          | Outils tabulaires pour l'estimation de la réponse des systèmes SDOF .....  | 239        |
| A.6.1                        | Facteurs de transformation pour les poutres et les dalles unidirectionnelle .....  | 239        |
| A.6.2                        | Déflexion maximale et temps de réponse maximal des systèmes SDOF élasto-plastiques                                       | 242        |
| A.7                          | Méthode analytique simplifiée pour les structures 3D avec des assemblages simples.....                                   | 244        |
| A.8                          | Approche analytique avancée.....   | 245        |
| <b>Partie 4 – Références</b> | .....  | <b>249</b> |

## Remerciements

Le présent document a été préparé dans le cadre d'un projet européen financé par le Fond de Recherche du Charbon et de l'Acier de la Commission Européenne (projet FAILNOMORE - Grant N° 899371) qui est grandement remerciée.



## Définitions

Dans la présente section, les définitions des termes importants, pertinents pour le sujet et proposés dans la littérature sont répertoriées.

### **Actions accidentelles / évènements**

(EN 1990, 2002) – Action, généralement de courte durée mais d'une ampleur significative, qui est peu susceptible de se produire sur une structure donnée au cours de la durée de vie de dimensionnement.

### **Conséquence**

(EN 1991-1-7, 2006) – Un résultat possible d'un événement. Les conséquences peuvent être exprimées verbalement ou numériquement en termes de pertes de vie, de blessures, de pertes économiques, de dommages environnementaux, de perturbations pour les utilisateurs et le public, etc. Les conséquences immédiates et celles qui surviennent après un certain temps doivent être incluses.

### **Déflagration**

(EN 1991-1-7, 2006) - Propagation d'une zone de combustion à une vitesse inférieure à la vitesse du son dans le milieu initial.

### **Détonation**

(EN 1991-1-7, 2006) - Propagation d'une zone de combustion à une vitesse supérieure à la vitesse du son dans le milieu initial.

### **Force dynamique**

(EN 1991-1-7, 2006) – Force qui varie dans le temps et qui peut provoquer des effets dynamiques importants sur la structure ; en cas d'impact, la force dynamique représente la force avec une surface de contact associée au point d'impact.

### **Facteur d'amplification dynamique (FAD – propriétés dynamiques des matériaux)**

Facteur de multiplication des propriétés mécaniques sous chargement statique pour tenir compte des effets des vitesses de déformation.

### **Facteur de chargement dynamique (FCD - amplification dynamique du chargement)**

Facteur de multiplication de la charge statique pour tenir compte des effets de l'énergie cinétique.

### **Force statique équivalente**

(EN 1991-1-7, 2006) - Représentation alternative d'une force dynamique incluant la réponse dynamique de la structure.

### **Risque**

(EN 1990, 2002) – Un événement inhabituel et grave, par exemple, une action anormale ou une influence environnementale, une force ou une résistance insuffisante, ou un écart excessif par rapport aux dimensions prévues.

### **Scénario de risque**

(EN 1991-1-7, 2006) – Une situation critique à un moment donné consistant en un danger principal associé à une ou plusieurs conditions d'accompagnement qui conduisent à un événement indésirable (par exemple, l'effondrement complet de la structure).

### **Élément-clé**

(EN 1991-1-7, 2006) - Un élément structurel dont dépend la stabilité du reste de la structure.

### **Ruine localisée**

(EN 1991-1-7, 2006) – Partie d'une structure supposée s'être effondrée ou avoir été gravement handicapée par un événement accidentel.

### **Ruine progressive (effondrement disproportionné)**

(JRC, 2012) – L'ruine progressive d'un bâtiment peut-être considéré comme la situation dans laquelle la ruine locale d'un élément structurel primaire conduit à l'effondrement des éléments adjacents et à un dommage global disproportionné par rapport à la cause initiale.

### **Résilience**

(Adam et al., 2018) – La résilience d'un bâtiment comprend non seulement la propriété structurelle de robustesse, qui contribue à la capacité d'absorption d'un événement extrême, mais aussi une capacité de récupération qui permet de restaurer rapidement, voire d'améliorer le niveau de performance avant l'événement.

### **Risque**

(EN 1991-1-7, 2006) – Une mesure de la combinaison (généralement le produit) de la probabilité ou de la fréquence d'occurrence d'un danger défini et de l'ampleur des conséquences de l'occurrence.

### **Analyse de risque**

(EN 1991-1-7, 2006) – Une approche systématique pour décrire et/ou calculer le risque. L'analyse des risques implique l'identification des événements indésirables, ainsi que les causes et les conséquences de ces événements.

### **Evaluation des risques**

(CSA, 1991) – Un processus d'analyse et d'évaluation des risques (avec une évaluation des risques contenant l'acceptation des risques et l'analyse des options).

### **Robustesse**

(EN 1991-1-7, 2006) - Capacité d'une structure à résister à des événements comme un incendie, des explosions, un impact ou les conséquences d'une erreur humaine, sans être endommagée dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause d'origine.

### **Intégrité structurelle**

(ASCE 7-05, 2006) – Propriété de pouvoir “supporter des dommages locaux, le système structurel dans son ensemble restant stable et n'étant pas endommagé dans une mesure disproportionnée par rapport aux dommages locaux d'origine”.

### **Vulnérabilité**

(Starossek and Haberland, 2010) – Susceptibilité d'une structure à subir des dommages initiaux lorsqu'elle est affectée par des événements anormaux. Une structure est vulnérable si des événements anormaux entraînent facilement des dommages initiaux.

## Introduction

La robustesse structurelle et l'atténuation du risque de ruine progressive est une considération de sécurité spécifique qui est désormais abordée dans les codes et normes modernes, y compris les Eurocodes, et qui nécessite une attention particulière de tous les professionnels impliqués dans l'industrie de la construction, y compris les architectes, les concepteurs, les constructeurs, les agents de contrôle, et les gestionnaires d'assurances. L'importance d'un dimensionnement visant la robustesse a été reconnue à la suite de catastrophes mondiales dont l'effondrement des tours jumelles le 11 septembre à New York qui est à l'origine de l'expression du besoin de directives pratiques. En effet, la disponibilité de telles directives d'application pratique adressées à divers professionnels de la construction tenant compte des différents usages et risques des bâtiments contribue à garantir la confiance dans la sécurité des constructions en acier et mixtes.

Au cours de la dernière décennie, un nombre important de projets de recherche liés à la réponse structurelle des bâtiments en acier et mixtes sous diverses situations de charges exceptionnelles (choc, incendie, tremblement de terre,...) ont été menés, notamment en Europe et aux USA. À la suite de ces récentes actions scientifiques, différentes méthodes pratiques possibles ont été proposées pour atténuer le risque de ruine progressive grâce à des dimensionnements efficaces et tenant compte du plein potentiel des caractéristiques des matériaux dans les structures en acier et mixtes.

L'objectif du projet « Atténuation du risque de ruine progressive des charpentes en acier et mixtes » - FAILNOMORE, est de consolider les connaissances acquises au cours des différents projets mentionnés plus haut et de transformer les acquis scientifiques en recommandations et directives pratiques. L'ensemble règles de dimensionnement pratiques et dispositions constructives associés visant à atténuer le risque de ruine progressive est axé sur les structures en acier et mixtes soumises à des événements exceptionnels tels que les chocs, les explosions, les incendies, les séismes. Dans notre démarche, on se réfère également aux documents normatifs disponibles et ce afin de proposer une méthodologie de dimensionnement européenne communément admise. Le projet a été financé pendant 24 mois (à partir de juillet 2020) par le Fonds de recherche pour le charbon et l'acier (RFCS) dans le cadre d'une convention de subvention No 899371.

Les partenaires du projet FAILNOMORE sont :

- Université de Liège (ULG) – Belgique
- Université de Coimbra (UC) – Portugal
- Imperial College de Londres (IC) – UK
- Université de Stuttgart (USTUTT) – Allemagne
- Université de Trento (UNITN) – Italie
- Université Polytechnique de Timisoara (UPT) – Roumanie
- Université Technique Czech de Prague (CVUT) – République Czech
- Université de Technologie Rzeszow (PRZ) – Pologne
- Université Technique de Delft (TUD) – Hollande
- Université Polytechnique catalane (UPC) – Espagne
- INSA de Rennes (INSAR) – France
- European Convention for Constructional Steelwork (ECCS) – Europe
- Feldmann + Weyand GmbH (F+W) – Allemagne
- ArcelorMittal Belval & Differdange S.A. (AM) – Luxembourg

Le présent manuel de dimensionnement fait partie des supports de diffusion et reflète les principaux résultats du projet FAILNOMORE. Le présent document est divisé en trois parties :

- Partie 1 intitulée « Dimensionnement visant la robustesse » qui reflète les stratégies et les approches de dimensionnement à adopter. En particulier, le contexte normatif est d'abord présenté dans la section 1. Ensuite, dans la section 2, la méthodologie de dimensionnement à suivre et les stratégies de dimensionnement qui peuvent être adoptées sont brièvement présentées. Enfin, des directives de dimensionnement détaillées et orientées vers la pratique sur la façon d'appliquer les différentes approches de dimensionnement proposées sont fournies dans les sections 3 à 6 avec des conclusions générales listées dans la section 7.
- Partie 2 intitulée « Exemples d'application » illustre comment les différentes approches de dimensionnement peuvent être appliquées sur quatre exemples de dimensionnement concrets: une structure en acier et mixte conçue dans une zone non sismique et une structure en acier et mixte conçue dans une zone sismique.
- Partie 3 intitulée « Annexes » fournit au lecteur des informations détaillées complémentaires concernant certains des concepts relatifs aux règles de dimensionnement proposées.
- Partie 4 intitulée « Références » rassemble les références mentionnées dans le présent document.

# Partie 1 – Dimensionnement visant la Robustesse

## 1 Contexte Normatif

### 1.1 Aperçu

Ce chapitre donne un bref aperçu des procédures actuelles relatives à la robustesse dans les codes et guides existants, en mettant particulièrement l'accent sur les exigences disponibles dans l'EN 1990 et l'EN 1991-1-7. Les règles de conceptions pertinentes dans d'autres codes internationaux, ainsi que dans d'autres Eurocodes tels que l'EN 1993, l'EN 1994 et l'EN 1998 sont mentionnées si nécessaire dans d'autres parties de ce document, et sont discutées en détail dans le document de référence (Demonceau et al., 2021) et le guide de dimensionnement (Elghazouli et al., 2021). Certains développements liés à la robustesse qui sont actuellement à l'étude pour une éventuelle inclusion dans le processus de révision et d'évolution de la deuxième génération des Eurocodes sont également décrits dans ce chapitre.

### 1.2 Exigences en robustesse dans les Eurocodes

#### 1.2.1 Principes de base

L'EN 1990, 2.1 (4)P (EN 1990, 2002) énonce le principe de base relatif à la robustesse structurelle, où il est explicitement stipulé que : “ Une structure doit être conçue et réalisée de manière à ne pas être endommagée suite à des événements tels que: explosion, impact, les conséquences d'erreurs humaines, de manière disproportionnée par rapport à la cause d'origine ”. En outre, pour traiter de l'atténuation des risques liés à la ruine structurelle, l'EN 1990, 2.1 (5)P stipule que : “ Les dommages structurels potentiels doivent être évités ou limités par un ou plusieurs des éléments suivants : (i) éviter, éliminer ou réduire les risques encourus par la structure; (ii) le choix d'une forme (typologie) structurelle peu sensible à l'aléa ; (iii) la sélection d'une forme et d'une conception qui peuvent survivre à l'enlèvement d'éléments structuraux ou d'une partie limitée de la structure ; (iv) éviter les systèmes qui s'effondrent sans prévenir ; (v) lier les éléments ensemble ”.

#### 1.2.2 Situations de dimensionnement

Selon l'EN 1990, 3.2 (2)P, la situation de projet pertinente vis-à-vis de la robustesse structurelle est la situation de projet accidentelle qui fait référence aux conditions exceptionnelles applicables à la structure, par exemple : un incendie, une explosion, un impact ou les conséquences de panne localisée. L'EN 1990 distingue également les situations de projet accidentelles (par exemple, incendie, impact, explosion, ruine localisée) des situations sismiques (Elghazouli, 2013). En outre, l'EN 1990, 3.2 (3)P stipule que les situations de projet sélectionnées doivent être suffisamment sévères et variées pour englober toutes les conditions qui peuvent raisonnablement être prévues pendant la réalisation et l'exploitation de la structure. D'autre part, la “ robustesse “ est définie dans l'EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) comme “ la capacité d'une structure à résister à des événements tels qu'un incendie, une explosion, un impact ou les conséquences d'une erreur humaine, sans être endommagé de manière disproportionnée par rapport à la cause initiale “. Cette définition relie donc la robustesse aux situations de projet accidentelles, où la combinaison d'actions pour de telles situations est donnée dans l'EN 1990, 6.4.3.3, Eq. (6.11b). Il convient également de noter que les actions malveillantes/terroristes délibérées ne relèvent pas strictement de la définition des scénarios accidentels dans les Eurocodes. Cependant, il est de la responsabilité de l'ingénieur de considérer la robustesse des structures sous tous ces chargements extrêmes. Une situation similaire est également liée à la stabilité et à la capacité résiduelle des bâtiments suite à des actions sismiques ou incendie, qui

ne sont pas directement couvertes par les exigences de robustesse de l'EN 1991-1-7. Cependant, l'EN 1998-1 (EN 1998-1, 2004) donne des règles générales sur les actions sismiques et des règles pour les bâtiments, tandis que l'EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2005) et l'EN 1994-1-2 (EN 1994-1-2, 2005) donnent des règles générales pour le dimensionnement structural au feu des bâtiments en acier et mixtes respectivement.

### 1.2.3 Classes de conséquences

Les stratégies de dimensionnement pour les situations de projet accidentelles répondant aux exigences de robustesse sont basées sur la classe de conséquence de la structure. La classification proposée dans l'annexe A de l'EN 1991-1-7 classe les bâtiments en quatre classes de conséquences (CC) en fonction du type, de l'occupation et de la taille du bâtiment. Dans l'EN 1990 et l'EN 1991-1-7, Cl 3.4, seules trois classes de conséquences sont identifiées. Cependant, dans l'annexe A de l'EN 1991-1-7, tableau A.1, la classe de conséquences 2 est subdivisée en CC2a (conséquences moyennes-groupe de risque inférieur) et CC2b (conséquences moyennes-groupe de risque supérieur), les autres classes étant CC1 (faibles conséquences de ruine) et CC3 (fortes conséquences). Plus de détails concernant la classe de conséquence des bâtiments telle qu'adoptée ici se trouvent dans la section 3.

## 1.3 Stratégies en Robustesse

### 1.3.1 Généralités

Comme stipulé dans l'EN 1991-1-7, la stratégie adoptée pour l'atténuation des risques et le dimensionnement des structures pour les actions accidentelles dépendrait du fait que les actions accidentelles soient identifiées ou non identifiées comme résumé à la Figure 1.

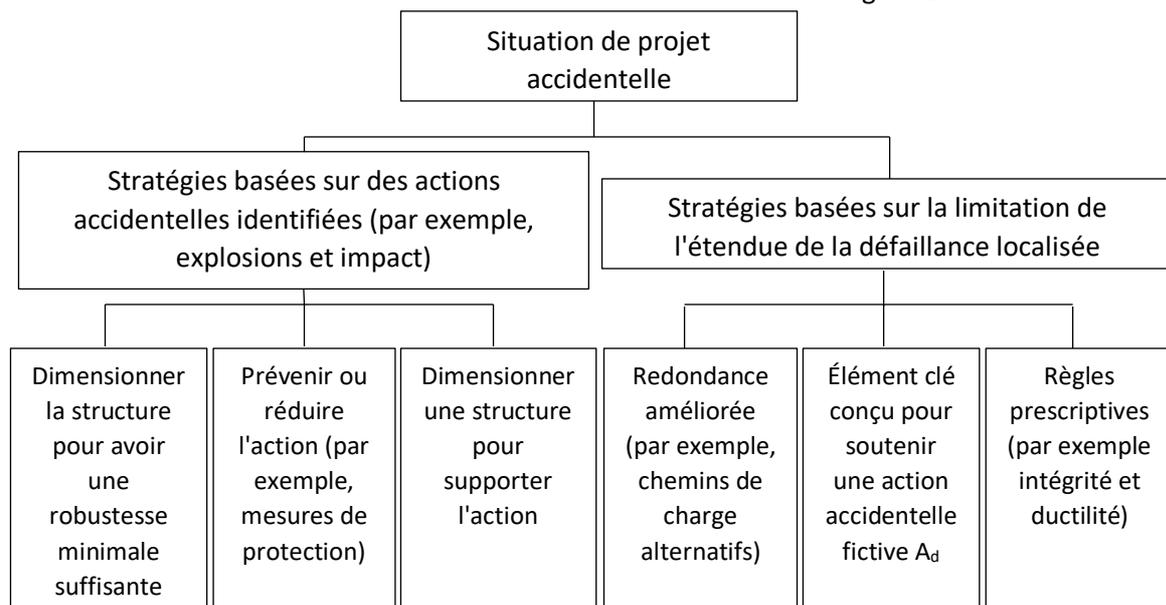


Figure 1. Stratégies de robustesse pour des dimensionnements en situations accidentelles (EN 1991-1-7, 2006)

### 1.3.2 Stratégies basées sur des actions accidentelles identifiées

L'EN 1991-1-7, 3.2 stipule que lorsque des actions accidentelles sont identifiées et prises en compte, les facteurs suivants doivent également être pris en compte : (i) les mesures prises pour prévenir ou réduire la gravité d'une action accidentelle ; (ii) la probabilité d'occurrence de l'action accidentelle identifiée ; (iii) les conséquences d'une ruine due à l'action accidentelle identifiée ; (iv) perception du public ; (v) le niveau de risque acceptable. Il indique également que dans le cadre de telles actions, une ruine localisée peut-être acceptable à condition qu'elle ne mette pas en danger la stabilité de l'ensemble de la structure, et que la capacité portante globale de la structure soit maintenue et permette de prendre les mesures d'urgence nécessaires.

En outre, il souligne que des mesures doivent être prises pour atténuer le risque d'actions accidentelles et que ces mesures doivent inclure, le cas échéant, une ou plusieurs des stratégies suivantes : (i) empêcher l'action de se produire ou réduire la probabilité et/ou l'intensité de l'action à un niveau acceptable à travers le processus de dimensionnement structurel ; (ii) protéger l'ouvrage contre les effets d'une action accidentelle en réduisant les effets de l'action sur l'ouvrage ; (iii) s'assurer que la structure a une robustesse suffisante en adoptant une ou plusieurs des approches suivantes : a) concevoir certains composants de la structure, dont dépend la stabilité, comme éléments clés pour augmenter la probabilité de survie de la structure suite à un événement accidentel ; b) concevoir des éléments structuraux et sélectionner des matériaux ayant une ductilité suffisante capable d'absorber une énergie de déformation significative sans rupture ; c) incorporer une redondance suffisante dans la structure pour faciliter le transfert des actions vers des chemins de charge alternatifs à la suite d'un événement accidentel.

Les valeurs notionnelles pour les actions accidentelles identifiées (par exemple, dans le cas d'un impact ou d'une explosion interne) sont proposées dans l'EN 1991-1-7. Ces valeurs peuvent être modifiées dans l'annexe nationale pour des pays individuels ou pour un projet spécifique et convenues dans la conception par l'autorité compétente et le client.

### 1.3.3 Stratégies basées sur la limitation de l'étendue de ruine localisée

Les stratégies basées sur la limitation de l'étendue des ruines localisées couvrent un large éventail d'événements possibles et sont principalement liées à des actions accidentelles non identifiées. L'adoption de stratégies pour limiter l'étendue d'une ruine localisée peut fournir une robustesse adéquate contre d'autres actions accidentelles en dehors de celles couvertes par l'EN 1991-1-7 (par exemple, les explosions externes et les attaques terroristes) ou toute autre action résultant de causes non spécifiées. Pour la plupart des structures de bâtiment, les actions accidentelles potentielles sont très souvent non identifiées, par conséquent, la conception de structures pour de telles situations impliquerait des stratégies de robustesse largement basées sur la limitation de l'étendue de la ruine en utilisant l'une des approches suivantes, comme indiqué dans l'EN 1991-1-7, CI 3.3 : (i) concevoir des éléments clés, dont dépend la stabilité de la structure, pour reprendre les effets d'une action accidentelle ; (ii) en cas de ruine localisée, telle que la ruine d'un seul élément primaire, la stabilité de la structure ou d'une partie importante de celle-ci n'est pas mise en danger ; (iii) appliquer des règles normatives de dimensionnement et des dispositions constructives qui assurent une robustesse acceptable de l'ouvrage. Ces stratégies comprennent des méthodes de force de ligature normatives, des méthodes de chemins de charge alternatifs et des méthodes de dimensionnement d'éléments clés. Ils visent à fournir un niveau de robustesse acceptable pour supporter une ruine localisée sans un niveau d'effondrement disproportionné.

L'annexe A de l'EN 1991-1-7 détaille plus amplement l'application de ces stratégies aux différentes catégories de bâtiments. Des exigences plus strictes sont recommandées lorsque l'on passe de CC1 à CC3, reflétant le niveau de risque accru dû à la ruine structurelle.

L'EN 1993 et l'EN 1994 fournissent des recommandations qui peuvent être directement ou indirectement pertinentes pour la conception et les dispositions constructives visant la robustesse, y compris des informations relatives à la ductilité et à la capacité de rotation des poutres et des assemblages à résistance partielle, entre autres.

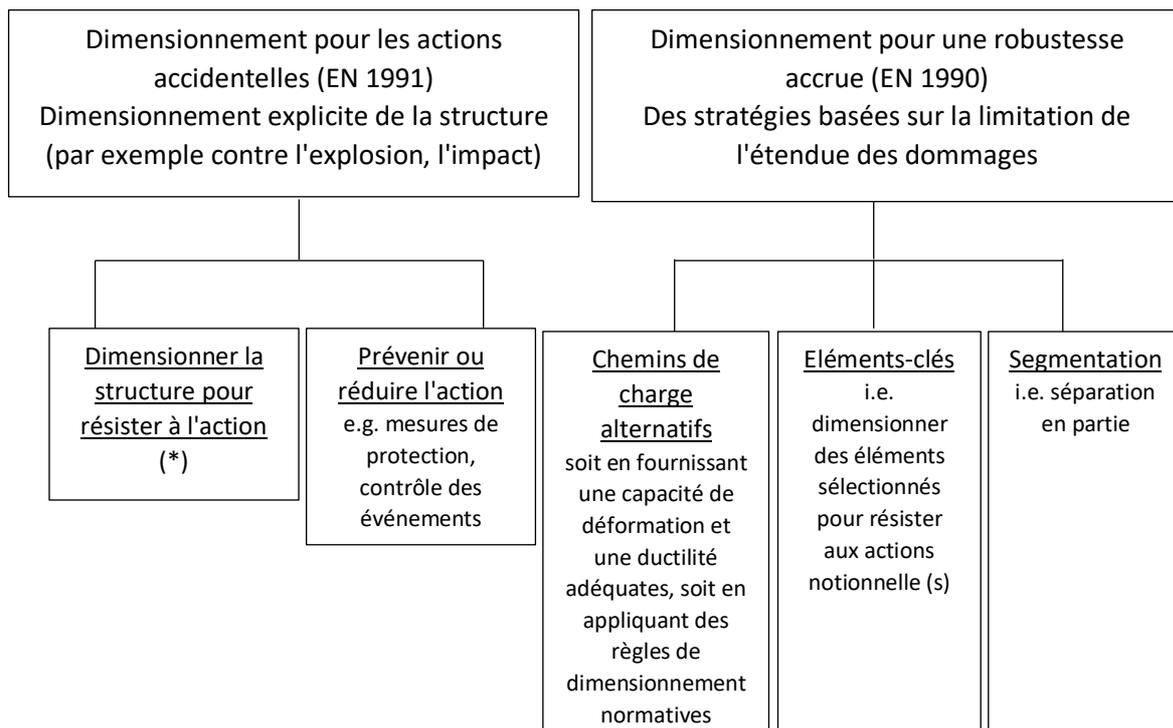
Diverses exigences de robustesse existent également dans d'autres directives internationales. Ceux-ci incluent, mais ne sont pas limités à : les Unified Facilities Criteria (UFC) : Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03, développé par le Département de la Défense des États-Unis (DoD, 2016), l'Administration des services généraux des États-Unis (GSA, 2016) Analyse des chemins

alternatifs et règles de dimensionnement, recommandations incluses dans l'ASCE 7-16 (ASCE, 2017b) et l'International Building Code (IBC) (ICC, 2018), en plus des stipulations du UK Building Regulations 2010 Approved Document A (ODPM, 2013) ainsi que le Chinese Code for Anti-Collapse Design of Building Structures (CECS 392) (CECS, 2014). décrit plus en détail dans le document de référence (Demonceau et al., 2021).

#### 1.4 Développements normatifs actuels

L'actuel projet de révision de l'EN 1990 (prEN 1990, 2019) pour la prochaine génération d'Eurocodes introduit la Section 4.4 et l'Annexe informative E, qui sont exclusivement dédiées à la robustesse structurelle. La section 4.4 stipule que : “ Une structure doit-être conçue pour avoir un niveau de robustesse adéquat afin que, pendant sa durée de vie associée aux hypothèses de dimensionnement, elle ne soit pas endommagée par des événements défavorables et imprévus, tels que la défaillance ou l'effondrement d'un élément structurel ou d'une partie de la structure, dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause originelle “. Il note également que pour la plupart des structures, la conception conformément aux Eurocodes fournit un niveau de robustesse adéquat sans qu'il soit nécessaire de prendre des mesures de dimensionnement supplémentaires pour améliorer la robustesse structurelle. Si de telles mesures sont nécessaires, elles devraient être spécifiées par l'autorité compétente ou convenues pour un projet spécifique par les parties concernées. D'autre part, l'annexe E du projet d'EN 1990 donne des orientations informatives pour améliorer la robustesse des bâtiments et des ponts. Elle fournit des stratégies basées sur la limitation de l'étendue des dommages, tandis que la conception explicite des structures pour une action accidentelle identifiée est couverte dans le cadre de l'EN 1991.

Les stratégies de robustesse proposées suivent les méthodes typiques décrites ci-dessus, avec l'ajout d'une “ stratégie de segmentation “. À cette fin, le E.1 de l'annexe E fournit, à titre indicatif, des recommandations pour des méthodes de dimensionnement afin d'améliorer la robustesse pour les classes de conséquences CC1, CC2 et CC3. Il convient également de noter que la nouvelle norme EN 1990 ajoute deux classes de conséquences supplémentaires, CC0 et CC4. Le CC4 est considéré comme présentant un risque extrême de perte de vies humaines ou de blessures corporelles et un risque économique, social ou environnemental considérable. Les dispositions des Eurocodes ne couvrent pas entièrement les règles de dimensionnement nécessaires pour les structures classées CC4. Pour ces structures, des dispositions complémentaires à celles données dans les Eurocodes peuvent être nécessaires. D'un autre côté, CC0 présente le risque le plus faible, lorsque les Eurocodes ou des dispositions alternatives peuvent être utilisés et où des éléments autres que structurels peuvent être classés comme CC0. Par conséquent, les dispositions des Eurocodes couvrent principalement les règles de dimensionnement des structures classées CC1 à CC3.



(\*)Le dimensionnement structural contre les actions accidentelles identifiées peut incorporer des éléments spécialement dimensionnés, qui tombent en ruine partiellement ou totalement, à condition que leur ruine n'entraîne pas une ruine structurelle supplémentaire comme convenu avec les autorités.

Figure 2. Stratégies de dimensionnement pour les actions accidentelles identifiées et pour une robustesse générale améliorée selon (prEN 1990, 2019)

En plus des révisions proposées dans l'EN 1990 (prEN 1990, 2019), il existe des développements dans l'EN 1993 et l'EN 1998 qui peuvent être directement et/ou indirectement pertinents vis-à-vis de la satisfaction des exigences de robustesse. Celles-ci incluent des préconisations sur l'évaluation de la capacité de rotation dans les poutres et les assemblages dans l'EN 1993, ainsi que la définition de relations charge-déformation pour les composants en acier et mixtes acier-béton en vue d'une analyse statique non linéaire (poussée) dans l'EN 1998. Si nécessaire, on réfère à ces dispositions dans d'autres parties de ce document, et sont décrites et évaluées de manière critique plus en détail dans le document de référence (Demonceau et al., 2021).

### 1.5 Remarques finales

Le présent chapitre a mis en évidence les exigences et les stratégies disponibles pour une conception intégrant la robustesse telles qu'elles sont actuellement stipulées et proposées dans les Eurocodes. Bien que la conception intégrant la robustesse soit abordée de manière normative à travers les principes généraux disponibles dans l'EN 1990 et l'EN 1991-1-7, aucun ensemble cohérent de règles n'est disponible. Les paramètres clés pour la performance d'un dimensionnement visant la robustesse, tels que ceux requis par le système et disponibles à partir de la ductilité locale nécessitent des traitements, des indications et des clarifications supplémentaires à insérer dans le corpus normatif.

Plus généralement et malgré la présence d'un important corpus de recherche traitant de la robustesse sous diverses formes, tant au niveau global que local, il existe un besoin de transformer ces connaissances en méthodes et outils simplifiés qui serviront l'ingénierie. Ce document vise donc à distiller les informations que l'on retrouve dans plusieurs études et travaux de recherche récents

portant sur les structures à ossature en acier et mixtes sous la forme de règles de dimensionnement détaillées mais aussi simplifiées en adéquations avec les différents niveaux de dimensionnement pratique. L'usage de ces règles est illustré à l'aide d'un certain nombre de dimensionnement de structures réalistes.

## 2 Dimensionnement visant la robustesse

### 2.1 Stratégies de dimensionnement

#### 2.1.1 Introduction

Afin de se conformer aux exigences fixées par les normes de dimensionnement en vigueur (section 1), la conception intégrant la robustesse structurelle est proposée ici sous la forme d'une procédure en plusieurs étapes qui r sur la classe de conséquences du bâtiment, la nature de l'action accidentelle à considérer et la configuration structurelle du bâtiment. Cette procédure est illustrée, à la figure 3, sous la forme d'un organigramme qui reflète le processus de dimensionnement à suivre.

Cet organigramme peut être considéré comme l'épine dorsale du présent manuel de dimensionnement et sera présenté de manière exhaustive dans cette section. Des détails plus perspicaces sur les approches et les procédures à appliquer tout au long du processus de dimensionnement seront ensuite abordés dans les chapitres suivants.

#### 2.1.2 Philosophies générales de dimensionnement

L'EN 1991-1-7 (2006) prescrit l'évitement ou la limitation des dommages potentiels dans les scénarios accidentels en empêchant ou en réduisant l'action accidentelle, en protégeant la structure contre les effets de l'action accidentelle (par des systèmes de protection adéquats), ou en concevant le structure pour résister à l'action accidentelle ou à ses effets. Ces mesures conduisent par conséquent soit à une faible probabilité d'occurrence de l'aléa, soit à une structure robuste qui résiste à l'action accidentelle en limitant la propagation du dommage initial.

Suivant de près les lignes directrices de l'EN 1991-1-7, le point de départ naturellement suggéré dans une conception intégrant la robustesse est l'identification de la classe de conséquences du bâtiment considéré (encadré A.1 de la figure 3). La classe de conséquences du bâtiment permet au praticien d'apprécier la démarche de dimensionnement à adopter en vue d'atteindre un niveau de robustesse adéquat. Par exemple, la conception visant la robustesse d'une classe à faibles conséquences de défaillance (CC1) n'implique pas de considérations spécifiques tant que la conception est réalisée en pleine conformité avec les règles données dans la suite des Eurocodes (EN 1990 à EN 1999). D'autre part, pour les bâtiments avec des conséquences de défaillance plus élevées, tels que ceux identifiés comme CC2 et CC3, la conception intégrant la robustesse implique des approches spécifiques qui pourraient aller de simples règles prescriptives à des analyses de risque avancées et à des méthodes analytiques ou numériques complexes. Plus de détails sur la définition des classes de conséquences sont fournis dans la section 3.

Une fois la classe de conséquences établie, les événements potentiels et les scénarios de chargement accidentel pertinents doivent être identifiés par le concepteur en étroite collaboration avec le client et les autorités compétentes. Par conséquent, l'identification des événements potentiels permet au praticien de plaider soit pour une conception explicite pour une action accidentelle identifiable spécifique (Encadrés B de la Figure 3) et/ou pour une stratégie de dimensionnement qui limite l'étendue des dommages initiaux survenus à la suite de tout événement accidentel non identifiable (encadrés C de la figure 3). Pour les bâtiments à fortes conséquences de défaillance (CC3), une évaluation systématique des risques est généralement requise pour identifier les scénarios accidentels les plus susceptibles de se produire au cours de la durée de vie de l'ouvrage (voir chapitre 6).

#### 2.1.3 Dimensionnement pour des actions accidentelles bien-identifiées

Généralement, la conception d'un ouvrage vis-à-vis d'un événement accidentel bien identifié implique l'utilisation de mesures de prévention et de protection qui atténueraient le risque d'occurrence d'un danger ou réduiraient les effets destructeurs de ce dernier (encadré B.2 de la figure 3). Ces mesures peuvent aller de solutions conceptuelles (sélection de formes structurelles peu sensible aux risques)

à des mesures de réduction des effets d'une action accidentelle (par exemple, des barrières de sécurité ou des bornes de protection).

Lorsque les mesures prises pour prévenir les événements exceptionnels permettent d'éviter l'éventail complet des événements possibles, il est raisonnable de considérer que la conception est pleinement conforme aux exigences de robustesse. Inversement, tant que ces mesures de protection ne font que réduire l'ampleur (ou la probabilité d'occurrence) de l'action accidentelle, ou ne peuvent tout simplement pas être mises en œuvre, les dommages locaux sont imminents et une évaluation des dommages locaux potentiels par une conception explicite est requise (encadré B. 3 à l'encadré B.6 de la figure 3). Si les dommages locaux prévus sont inacceptables et pourraient déclencher un effondrement disproportionné de la structure, une refonte de la structure doit-être effectuée afin de contrecarrer les dommages locaux (encadré B.2 de la figure 3). Lorsque de tels dommages sont acceptables, leur amplification doit-être évitée au travers de stratégies de dimensionnement appropriées telles que proposées pour les actions accidentelles non identifiables (voir Section 2.1.4).

Généralement, la conception explicite sous des actions accidentelles identifiées implique des stratégies de dimensionnement spécifiques reposant sur des méthodes analytiques et/ou numériques. Le niveau de sophistication des méthodes est fortement dépendant de la classe de conséquences de la structure considérée. Les stratégies et les méthodes actuellement disponibles sont présentées en détail au chapitre 4. Au sein de ce chapitre, quatre actions accidentelles spécifiques seront envisagées : l'impact (Section 4.2), l'explosion (section 4.3), l'incendie en tant qu'événement exceptionnel (Section 4.3.3) et tremblement de terre comme événement exceptionnel (Section 4.5).

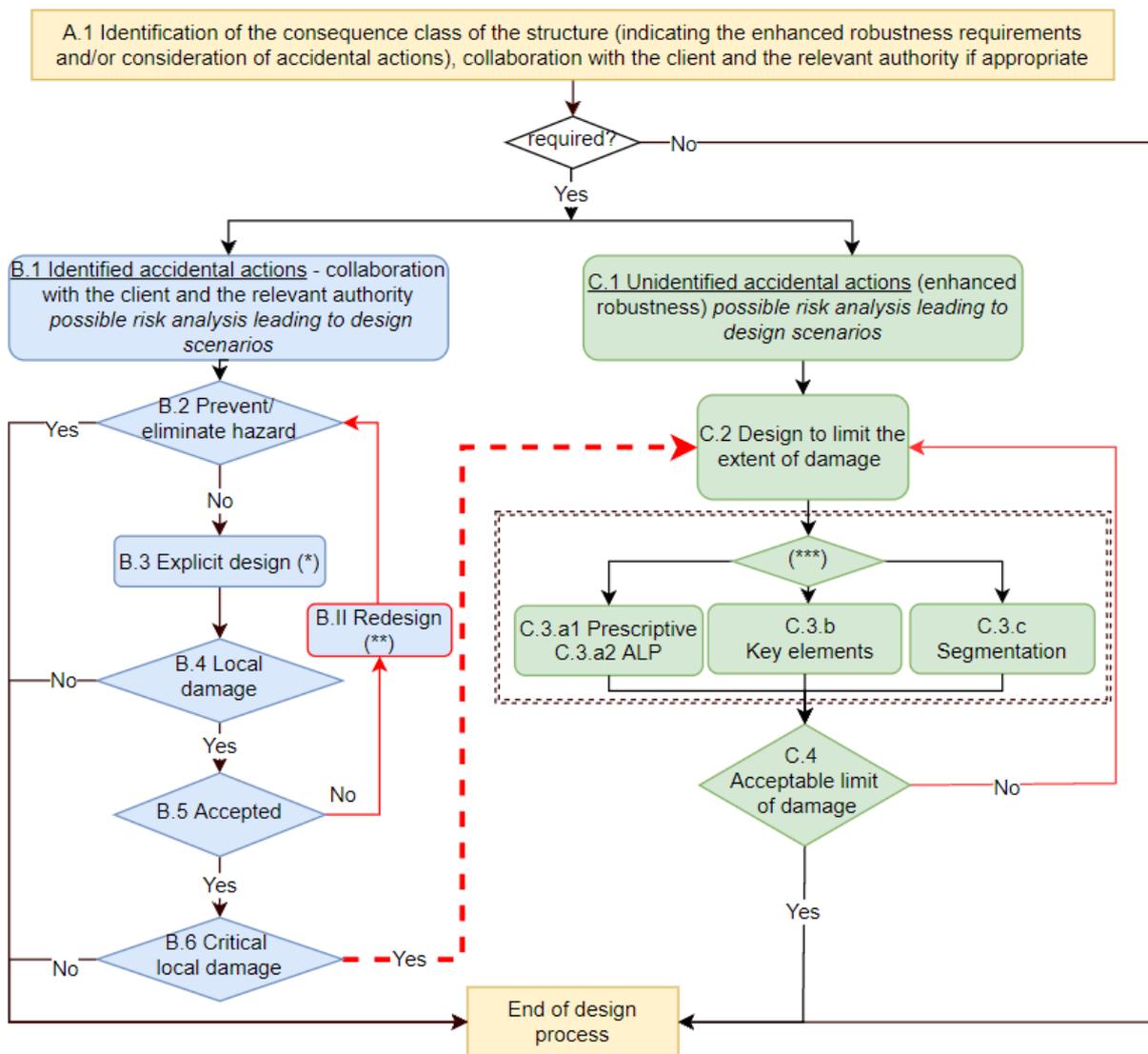
#### 2.1.4 Dimensionnement pour des actions accidentelles non-identifiées

Les événements non identifiés sont des actions accidentelles qui ne sont pas spécifiquement prises en compte par les normes et qui ne sont pas précisées par le client ou d'autres parties prenantes. Il s'agit également de toute autre action résultant de causes non spécifiées. En raison des incertitudes concernant la nature, l'ampleur et le point d'application (région) d'une action accidentelle non identifiable, la performance structurelle requise est généralement impossible à estimer. Dans ce cas, une conception intégrant la robustesse nécessite des solutions pragmatiques couvrant un large éventail de scénarios accidentels potentiels. Actuellement, les stratégies de dimensionnement réputées atteindre un niveau adéquat de robustesse structurelle cherchent principalement à limiter l'étendue d'un endommagement localisé (Encadré C.2 de la Figure 3), quelle qu'en soit la cause à l'origine. Ces stratégies de dimensionnement sont abordées au chapitre 5.

Pour les bâtiments de classe de moindre conséquence (CC2a – voir chapitre 3), l'EN 1991-1-7 suggère de doter la structure d'un système de ligature horizontale efficace en utilisant une méthode normative appelée « méthode des tirants » (Encadré C.3.a2 1n Figure 3). Cette méthode permet d'assurer un niveau minimum de continuité entre les différents éléments structuraux au moyen de tirants horizontaux et ainsi le développement d'actions membranaires dans la structure endommagée en vue d'activer des chemins de charge alternatifs. Néanmoins, en raison de l'impossibilité d'estimer le niveau de robustesse atteint grâce à la méthode des tirants, l'efficacité de cette dernière reste discutable, et elle est plutôt perçue comme une mesure nécessaire mais pas suffisante. Aussi, le développement d'actions membranaires nécessite une ductilité suffisante aux endroits clés de la structure, mais ce point n'est pas spécifiquement abordé dans le code qui confirme l'affirmation précédente. Dans la section 5.3.1, des propositions seront faites pour surmonter les manquements identifiés.

Pour les bâtiments de classes de conséquences supérieures (CC2b – voir chapitre 3), différentes alternatives sont proposées. La première méthode consiste à utiliser la méthode de tirants telle que proposée pour CC2a mais en ajoutant un système de tirants vertical efficace (voir Section 5.3.1).

La seconde méthode revient à prendre en compte la suppression complète des éléments porteurs (Encadré C.3.a2 sur la Figure 3). Cette situation simule le cas où un élément porteur est complètement perdu suite à un événement accidentel et permet d'évaluer si la structure est capable d'activer un chemin de charge alternatif pour survivre à la perte de cet élément porteur. Le contexte normatif actuel définit cette approche comme "l'enlèvement fictif des éléments porteurs" et, comme le prescrit l'EN 1991-1-7, elle doit être appliquée à tous les éléments porteurs (colonnes, poutres supportant des colonnes ou toute section nominale de murs). Ces éléments porteurs sont enlevés un à la fois et à chaque étage du bâtiment. Même si une telle méthode peut s'avérer fastidieuse et chronophage car elle nécessite l'utilisation d'outils d'analyse avancés, elle permet de vérifier si le bâtiment reste stable et si les dommages constatés restent acceptables. De la section 5.3.2 à la section 5.3.4, des outils analytiques et numériques présentant différents niveaux de sophistication seront proposés pour appliquer cette approche.



\* Des approches de dimensionnement appropriées pour les classes de conséquences plus élevées et plus faibles peuvent être nécessaires

\*\* Lors du redimensionnement/rénovation, des méthodes plus avancées peuvent être utilisées, le cas échéant

\*\*\* Les stratégies de dimensionnement pour la robustesse ne s'excluent pas mutuellement et peuvent être utilisées seules ou en combinaison

Figure 3. Organigramme du processus de dimensionnement visant la robustesse

Lorsque la perte d'un élément de porteur génère une ruine disproportionnée ou que l'étendue des dommages locaux dépasse une limite spécifique convenue ou prescrite, l'élément retiré doit être étiqueté comme "élément clé" et la conception doit s'orienter vers des méthodes d'amélioration locale de la capacité de résistance de l'élément défini comme la méthode de l'élément clé (encadré C.3.b de la figure 3). De plus, l'élément de clé doit être conçu de manière à résister à une action accidentelle fictive, et sa défaillance doit être empêchée par tous les moyens. Cette méthode est détaillée dans la section 5.4.

Une alternative à ces méthodes est l'utilisation de la compartimentation (encadré C.3.c de la figure 3). La compartimentation est une stratégie de dimensionnement qui peut offrir une possibilité de prévenir ou de limiter un dommage initial en isolant la partie défaillante d'une structure du reste de la structure par ce que l'on peut appeler les frontières des compartiments. Les stratégies de compartimentation peuvent généralement être basées sur des frontières de compartiments faibles ou des frontières de compartiments fortes. Plus de détails sont fournis dans la section 5.5.

Pour les bâtiments en CC3, les approches de dimensionnement à adopter sont similaires à celles proposées pour CC2b mais pourraient nécessiter l'utilisation de méthodes fines telles que les analyses dynamiques (Section 5.3.5) et devraient être accompagnées d'une analyse de risque (Chapitre 6) comme mentionné précédemment.

## 2.2 Importance des assemblages structuraux pour un dimensionnement visant la robustesse

### 2.2.1 Dimensionnement classique aux ELS et aux ELU

Les assemblages structurels sont des éléments clés qui influencent fortement la réponse globale d'un bâtiment en acier. Comme indiqué dans l'EN 1993-1-8, les assemblages peuvent être classés en termes de rigidité en rotation, de résistance et de ductilité.

Trois niveaux de rigidité en rotation sont considérés : nominale articulé, semi-rigide et pleinement rigide. Les limites de classification de la rigidité sont fournies dans l'EN 1993-1-8 mais pour leur application aux assemblages articulés, il est fait référence à (Jaspart et al., 2009). En réalité, des déformations se produisent également sous des efforts axiaux ou de cisaillement, mais ceux-ci restent assez limités, et ils sont généralement supposés ne pas influencer de manière significative la réponse de la structure.

En termes de résistance à la flexion, les EN 1993-1-8 et (Jaspart et al., 2009) font référence à trois classes, à savoir les assemblages à rotule nominale, à résistance partielle et à pleine résistance, pour lesquels des critères de classification sont également présentés. Le concept d'assemblages à résistance partielle/pleine peut être facilement étendu à toute autre situation de chargement (effort normal, combinaison de moment et d'efforts axiaux...).

En ce qui concerne la ductilité, trois catégories existent également, mais elles ne sont malheureusement pas explicitement identifiées dans l'EN 1993-1-8 : les assemblages non-ductile (fragiles), les assemblages ductiles pour la vérification plastique et les assemblages ductiles pour l'analyse plastique. De manière similaires aux sections transversales des barres, on peut parler de classes d'assemblages.

L'utilisation de assemblages rigides à pleine résistance ne représente généralement pas l'option la plus économique, en raison de leurs coûts de fabrication élevés, mais cela permet de négliger l'effet des assemblages sur la répartition des efforts internes et sur la capacité portante du système, la plasticité n'étant susceptible de se développer que dans la section transversale de l'élément, au moins si une

analyse élastique est effectuée combinée à une vérification élastique ou plastique de la résistance de la section transversale. Si une analyse plastique de la structure est effectuée, nécessitant ainsi une capacité de rotation plastique pour le développement du mécanisme plastique, le risque de développer une rotule plastique suffisante dans l'assemblage adjacent à la section transversale, en raison de la surrésistance du matériau dans l'élément doit-être évité, surtout si la réponse ductile de l'assemblage à pleine résistance n'a pas été vérifiée. Dans l'EN 1993-1-8, la prise en compte d'une " surrésistance " initiale des assemblages est alors requise, par rapport à la résistance nominale de la section. Ici, on pourrait parler " d'assemblages sur-résistants " .

Le modèle à composantes disponible dans (EN 1993-1-8, 2005) constitue la principale méthode analytique pour le calcul des propriétés mécaniques des assemblages: (i) la rigidité, (ii) la résistance et (iii) la capacité de rotation. Elle trouve son application à la fois pour un dimensionnement élastique et plastique et est applicable à toute configuration d'assemblage acier ou mixte acier-béton (EN 1994-1-1, 2004). Les détails de la procédure et sa mise en œuvre ainsi que des informations complémentaires à (EN 1993-1-8, 2005) et (EN 1994-1-1, 2004) sont fournies dans (Jaspart et Weynand, 2016a) et (Demonceau et al., 2021). Afin d'étendre son champ d'application, (Demonceau, 2008) a caractérisé une composante non encore disponible pour les assemblages mixtes acier-béton, la « dalle mixte en compression », et a fait des propositions pour la surface utile de la dalle et la contribution de la composante aux assemblages mixtes sous moments fléchissant positif, voir chapitre VIII.4.2 de (Demonceau et al., 2021). Une autre référence intéressante est (Jaspart et al., 2005), on y trouve une revue des règles de dimensionnement des composantes disponibles dans les codes et dans la littérature technique. Enfin, pour les composantes rencontrés dans les assemblages tubulaires, nous invitons le lecteur à consulter (Weynand et al., 2015).

Le calcul de la rigidité et de la résistance des assemblages est fondamentalement possible, quelque soit le chargement (moment  $M$  uniquement, effort normal  $N$  uniquement et combinaison du moment  $M$  et de l'effort normal  $N$ , en plus des efforts tranchants) et ce grâce à la philosophie de la méthode des composantes.

Dans les documents normatifs précités, cependant, des règles d'application précises ne sont pas fournies pour les assemblages soumis à des moments fléchissants et à des efforts normaux, à l'exception des pieds de poteaux. Lorsqu'un assemblage est également soumis à une force axiale  $N_{Ed}$ , une approche grossière est simplement proposée dans laquelle, tout d'abord, l'influence de l'interaction MN est ignorée tant que  $N_{Ed}$  est inférieur à 5% de la résistance plastique de dimensionnement axiale de la section transversale de la poutre connectée ( $N_{pl,Rd}$ ).

Dans (Demonceau et al., 2019), il a été montré que la courbe Eurocode d'interaction M-N prédit parfois assez précisément, mais souvent très sécuritairement, la résistance de l'assemblage, alors que la règle des 5% conduit généralement à une surestimation significative de la résistance de l'assemblage. De plus, l'Eurocode 3 Partie 1-8 ne définit pas la manière d'évaluer la résistance axiale  $N_{Rd}$  de l'assemblage. Dans la même publication, une procédure analytique de dimensionnement améliorée est également présentée pour les assemblages acier et mixtes acier-béton. Elle a été validé par comparaison à des résultats obtenus à partir d'essais expérimentaux effectués sur des assemblages mixtes poutre-poteau sous diverses configurations de chargement, y compris le feu et la ruine progressive. Cette procédure avancée, entièrement compatible avec les principes de dimensionnement dictés par les Eurocodes, est décrite en Annexe A.1.

### 2.2.2 Dimensionnement des assemblages sous évènements exceptionnels

En cas d'évènements exceptionnels, les critères de dimensionnement ELS/ELU classiques en termes de plastification et de déformation du matériau peuvent être largement dépassés. L'objectif final étant

de limiter les endommagements locaux de la structure ou la propagation de ces endommagements locaux au reste de la structure, il est possible de tirer profit de la résistance ultime du matériau et des grandes déformations qui se développent dans la structures vis-à-vis de l'évaluation de la robustesse. En d'autres termes, il s'agit de démontrer que la structure peut passer d'une configuration initiale stable non endommagée, avant l'événement, à une autre configuration stable endommagée éventuellement au prix de déformations extrêmement importantes et de l'exploitation de la résistance ultime du matériau. Pour les assemblages, de très grandes déformations qui résultent de mécanismes d'allongement et de rotation peuvent participer à la reprise des efforts, avec un niveau de chargement presque égal à la résistance ultime de l'assemblage. Pour les assemblages incapables de développer un niveau de déformation aussi important, une rupture fragile peut se produire prématurément, ce qui affecte négativement la possibilité d'atténuer le risque de ruine progressive. En conclusion, la ductilité et la grande capacité de déformation sont considérées comme des propriétés importantes que doivent posséder les assemblages structuraux.

De plus, des événements exceptionnels induisent souvent des forces internes dans les assemblages qui diffèrent significativement de celles considérées comme ELS/ELU. Ces forces varient selon la nature de l'événement. De plus, la perte éventuelle d'un élément suite à l'événement peut modifier drastiquement la répartition des efforts internes dans la partie non endommagée de la structure. En conclusion, idéalement, les modes de rupture fragile doivent être évités tout au long de la séquence de chargement complexe et imprévue de l'assemblage lors de l'événement.

Quelle que soit la nature de l'événement ou de la stratégie de dimensionnement adoptée, la conception préalable de tous les assemblages structuraux pour la ductilité en conditions ELU apparaît comme un préalable, même si cela n'est pas strictement demandé. Il part simplement du principe qu'un assemblage, qui n'est même pas ductile sous ELU, ne présentera probablement pas " soudainement " d'énormes capacités de déformation ou de rotation lors d'événements exceptionnels.

La caractérisation des propriétés de l'assemblage dans de telles situations extrêmes n'est pas couverte par l'EN 1993-1-8 mais il a été démontrée dans divers projets de recherche (Kuhlmann et al., 2008 ; Demonceau et al., 2013 ; Ulrike Kuhlmann et al., 2017) que l'utilisation de l'approche par composantes peut-être étendue pour traiter des situations de chargement extrêmes dans les assemblages, et qu'elle sera donc à nouveau utilisée comme référence pour les calculs d'assemblage dans le présent manuel de dimensionnement.

En conclusion, dans le présent manuel de dimensionnement, il est recommandé:

- Premièrement, concevoir des assemblages systématiquement ductiles dans des conditions ELS/ELU. Pour y parvenir, des directives générales sont fournies plus loin dans cette section. Les conditions sont exprimées en termes d'exigences minimales de ductilité qui doivent être respectées en permanence par les assemblages indépendamment du processus global d'analyse structurelle et de dimensionnement mis en œuvre pour vérifier l'ELU.
- Respecter des critères de dimensionnement complémentaires spécifiques dans des conditions exceptionnelles. Ceux-ci diffèrent selon les stratégies de dimensionnement présentées dans la section 2.1. Ils seront détaillés en conséquence dans les sections 4 et 5. Dans certains cas, des exigences de ductilité devront être remplies par certains assemblages pour des situations de chargement, qui diffèrent de celles rencontrées sous les conditions ELU (par exemple, en cas de la perte d'un élément structurel suite à un événement exceptionnel).

### 2.2.3 Ductilité minimale requise pour les assemblages structuraux

#### 2.2.3.1 Recommandations générales pour tous les assemblages en acier et mixtes à l'ELU

Sous conditions ELU, différents niveaux de ductilité sont requis en fonction de la situation spécifique rencontrée dans la conception. Dans chacun des cas énumérés ci-dessus, les exigences minimales de ductilité à l'ELS sont spécifiées.

#### Utilisation d'assemblages articulés

Les exigences en ductilité pour de tels assemblages sont fournies dans (Jaspart et al., 2009), ainsi que des procédures pour l'évaluation de la résistance de dimensionnement au cisaillement (sous la forme de fiches de dimensionnement qui en rendent facile l'application pratique). Dans cette publication, les exigences sont exprimées en termes de soudures à pleine résistance et de valeurs minimales pour le rapport  $d/t$  entre le diamètre des boulons et l'épaisseur des plaques connectées (platine d'about, par exemple).

Concernant les soudures, l'utilisation de soudures à pleine pénétration ou de soudures à pleine résistance est recommandée. Bien que l'utilisation de soudures à pleine pénétration puisse induire des coûts supplémentaires, des soudures à pleine résistance peuvent être raisonnablement réalisées en respectant les critères de dimensionnement fournis dans le tableau 1.

Tableau 1. Épaisseurs de soudure recommandées "a" pour obtenir des soudures d'angle doubles à pleine résistance pour l'épaisseur de la plaque "t" inférieure à 40mm (Jaspart et al., 2009)

| Nuance d'acier                               | S235           | S275           | S355           | S420M          | S420N          | S460M          | S460N          |
|--|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )                   | 235            | 275            | 355            | 420            | 420            | 460            | 460            |
| $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )                   | 360            | 430            | 510            | 520            | 550            | 550            | 580            |
| $\beta_w$                                    | 0.80           | 0.85           | 0.90           | 1.00           | 1.00           | 1.00           | 1.00           |
| $f_{w,u,end}$ (N/mm <sup>2</sup> )           | 255            | 286            | 321            | 294            | 311            | 311            | 328            |
| Soudures d'angle doubles à pleine résistance | $a \geq 0.46t$ | $a \geq 0.48t$ | $a \geq 0.55t$ | $a \geq 0.71t$ | $a \geq 0.68t$ | $a \geq 0.74t$ | $a \geq 0.70t$ |

Pour éviter la rupture fragile des boulons et garantir une ductilité suffisante à l'assemblage boulonné, l'EN 1993 1-8 fournit un critère dans la Section 6.4.2. Ce critère lie l'épaisseur "t" de la pièce en flexion au diamètre du boulon "d":

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (1)$$

où  $f_{ub}$  est la résistance ultime du matériau du boulon et  $f_y$  la limite élastique du matériau du composant en flexion. Cette condition doit au moins être satisfaite par l'une des deux plaques connectées.

De plus, pour permettre une capacité de rotation suffisante sans aucun développement significatif de moment de flexion dans la connexion, des exigences sur les dispositions constructives sont également requises. Quelques exemples sont fournis à l'annexe A.2.

#### Utilisation d'assemblages semi-rigides

Si une analyse structurale élastique est réalisée à l'ELU et est associée à une vérification élastique de la résistance des assemblages, aucune ductilité n'est à assurer car aucune plastification n'est supposée se développer dans les assemblages.

Si une analyse structurale élastique est effectuée à l'ELU et suivie d'une vérification plastique de la résistance de l'assemblage, des exigences minimales doivent être vérifiées, comme pour les sections de barre de classe 2, afin de permettre une redistribution plastique complète des efforts internes dans les assemblages. L'EN 1993-1-8, dans sa Section 6.2.7.2(9), précise les règles à respecter pour éviter la rupture prématurée des boulons en traction.

Enfin, si une analyse structurale plastique impliquant des rotules plastiques localisées dans les assemblages est effectuée, les rotules plastiques sont supposées se former dans les assemblages et subir une rotation. Par conséquent, certains modes de défaillance, tels que la rupture des boulons et des soudures, doivent être évités. Les dispositions exprimées dans le tableau 1 et l'équation (2) doivent être mise en place pour éviter leur apparition. Ces dispositions ne doivent pas être mise en oeuvre si un mode de rupture ductile dans une autre composante plus faible prévaut et limite la résistance plastique des assemblages. La plastification de "l'âme de la colonne en traction transversale" est l'une de ces composantes ductiles, ainsi que le développement de déformations de pression diamétrale d'appui avant la rupture du boulon dans les sous-ensembles boulonnés soumis au cisaillement (par exemple, dans les assemblages avec des plaques de recouvrement de semelle boulonnées).

D'autres modes de rupture à éviter sont l'« âme de la colonne en compression transversale » et la « semelle de poutre et âme en compression » qui peuvent impliquer des phénomènes d'instabilité locale.

Selon l'approche de dimensionnement globale suivie à l'ELS (analyse élastique/plastique ; vérification élastique/plastique), les exigences en termes de ductilité peuvent varier, alors qu'en cas d'événements exceptionnels, il a été précisé dans la Section 2.2.2 que « le dimensionnement préliminaire de tous les assemblages structuraux pour la ductilité dans les conditions ELU apparaissent comme un préalable ». Pour y parvenir, il est recommandé, pour tous les assemblages structuraux, d'adopter les exigences de ductilité associées à un " calcul de structure plastique impliquant des rotules plastiques ", c'est-à-dire un niveau de ductilité qui permet une capacité de rotation plastique importante. Cette exigence permet souvent d'éviter un renforcement ultérieur des assemblages lors de la vérification de la robustesse des structures.

La même approche s'applique aux assemblages mixtes acier-béton. Pour ces derniers, il est en outre recommandé de satisfaire aux exigences de ductilité dans la partie en acier de l'assemblage (c'est-à-dire sans la dalle) afin d'assurer une bonne réponse " résiduelle " des assemblages après la rupture des barres d'armature pour un niveau élevé de rotation.

La ductilité de la dalle en traction dépend du diamètre des armatures, du taux d'armature et de la classe de ductilité des armatures (min classe B à utiliser).

À cet égard, les exigences générales données dans l'EN 1994-1-1 (par exemple, le taux de renforcement minimum) doivent être suivies

Dans (Duarte da Costa, 2018), la ductilité des assemblages mixtes soumis à des moments de négatif est étudiée. En particulier, deux conditions minimales de ductilité, qui garantissent une ductilité suffisante pour effectuer une analyse plastique, sont fournies:

- Taux de ferrailage effectif (c'est-à-dire le rapport entre la surface du ferrailage et la surface du béton  $A_{c,eff}$  tel que défini dans la section 7.3.2(3) de (EN 1992-1-1, 2005)) :  $2,0 \% \leq \rho_{eff} \leq 3,5\%$
- Diamètre des armatures longitudinales  $\phi \geq 12\text{mm}$ .

De plus, dans (Schäfer, 2005), le placement du premier goujon de cisailement à une certaine distance  $a_{KB}$  de la colonne est recommandé pour permettre la formation d'une bande de traction dans la dalle de béton, voir Figure 4, et pour améliorer la ductilité de l'assemblage.

Sous moment positif, la dalle est en compression ; on peut supposer que sa ductilité est suffisante pour former une rotule ductile dans l'assemblage mixte.

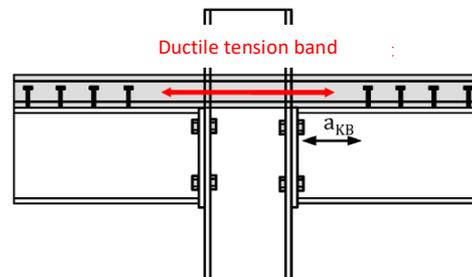


Figure 4. Bande de traction ductile dans la dalle de béton

### Utilisation d'assemblages rigides

Dans le cas d'un calcul de structure élastique à l'ELU avec une vérification élastique ou plastique des sections transversales des éléments, aucune exigence de ductilité n'est à garantir car la plastification se développe dans les éléments connectés.

Dans le cas de l'analyse structurale plastique impliquant des rotules plastiques dans les éléments, aucune ductilité ou capacité de rotation des assemblages n'est normalement attendue à l'ELU car ils ne devraient pas subir de plastification significative, ayant une capacité de résistance plus élevée que les éléments. Mais en raison des effets de sur-résistance, la résistance plastique réelle des éléments pourrait augmenter de telle sorte que les rotules plastique se développent dans les assemblages. Par conséquent, une rupture fragile prématurée inattendue de l'assemblage pourrait alors se produire.

La sur-résistance du matériau peut-être estimée en utilisant la recommandation de l'Eurocode 8 (EN 1998-1, 2004), Section 6.5.5 :  $f_{ov} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$  où  $f_{ov}$  est la résistance du matériau prenant en compte la sur-résistance, 1,1 est un coefficient prenant en compte l'écrouissage,  $\gamma_{ov}$  est le facteur de sur-résistance (valeur recommandée = 1,25, mais peut-être évaluer plus précisément à partir des valeurs données dans le tableau 2 proposé dans la nouvelle version prEN 1998 de l'Eurocode 8 (prEN 1998-1-2, 2019)) et  $f_y$  est la limite d'élasticité nominale du matériau. Cela signifie que la résistance de « sur-résistance » de l'assemblage (voir Section 2.2.1) doit-être au moins 1,38 fois supérieure à la résistance des éléments connectés les plus faibles pour tenir compte des effets de sur-résistance. Sinon, les assemblages pourraient devenir les éléments structuraux les plus faibles et devraient pouvoir présenter un niveau minimum de capacité de déformation comme demandé pour les assemblages à résistance partielle.

Tableau 2. Facteur matériel aléatoire  $\gamma_{ov}$  (prEN 1998-1-2, 2019)

| Nuance d'acier | $\gamma_{ov}$ |
|----------------|---------------|
| S235           | 1,45          |
| S275           | 1,35          |
| S355           | 1,25          |
| S460           | 1,2           |

## Demande initiale en ductilité

En conclusion, comme "bonne mesure" aidant la structure à s'adapter à des événements exceptionnels, il est recommandé de toujours concevoir tous les assemblages structuraux à l'ELU de manière à ce que les rotules plastiques puissent se former et tourner, c'est-à-dire comme ce serait dans le cas d'une analyse structurale plastique réalisée à l'ELU.

La seule exception à ce principe concerne les "assemblages sur-résistants". Il faut cependant souligner que le caractère de sur-résistance des assemblages doit-être assuré non seulement sous les moments fléchissants, mais pour toutes les situations de chargement rencontrées dans les assemblages lors de l'événement, impliquant par exemple des efforts de chaînage.

### *2.2.3.2 Préconisations particulières pour les assemblages boulonnés à résistance partielle avec platine d'extrémité en acier et mixte à l'ELU*

Une alternative facile à l'utilisation explicite du modèle à composantes de l'EN 1993-1-8, en ce qui concerne l'évaluation de la résistance à la flexion au moment résistant des assemblages de plaques d'extrémité boulonnées, voir Figure 5, est fournie dans (Rölle, 2013). La méthode suppose que le produit de la résistance à la traction des boulons par le bras de levier est le facteur qui définit principalement la capacité en moment de l'assemblage, tandis que d'autres paramètres ayant une influence sur la capacité en moment sont considérés indirectement par l'application d'un facteur de correction, voir l'annexe A.3.1. A l'aide de certaines dispositions constructives, la procédure de dimensionnement vise à atteindre une rupture Mode 2 optimale de l'assemblage combinant une ductilité suffisante et une résistance satisfaisante pas trop faible, comme ce serait le cas pour la rupture Mode 1. La validité de cette dernière approche a été démontrée par des essais expérimentaux effectués sur des échantillons constitués de nuances d'acier allant jusqu'à S355.

En plus des recommandations générales pour la ductilité abordées pour tous les assemblages dans la section 2.2.3.1, des recommandations spécifiques ont été exprimées, et sont données dans le tableau 3, pour les assemblages à résistance partielle hautement ductiles, dans lesquels des rotules plastiques doivent se former et tourner, voir aussi (Vogel et al., 2014). En particulier, une certaine distance du boulon par rapport au profilé (voir  $m$  et  $m_2$  ou  $m_x$  sur la figure 5) doit-être assurée car il a été prouvé que cela a une influence significative sur la ductilité (Rölle, 2013). Si les six critères du tableau 3 sont remplis, des rotations totales de l'assemblage de 80 à 180 mrad peuvent être obtenues en activant principalement la composante "plaque d'extrémité en flexion" à la rupture.

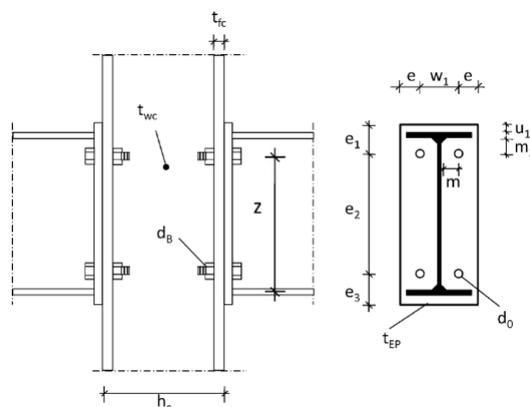


Figure 5. Paramètres géométriques pertinents d'un assemblage avec platines d'extrémité

Tableau 3. Dispositions constructives pour le conception d'assemblages poutre-poteau en acier avec platines d'extrémité hautement ductiles

| Nom du paramètre   | Symbole du paramètre | Critère       |
|--|----------------------|---------------|
| Rapport entre l'épaisseur de la platine d'extrémité et le diamètre du boulon   | $t_{EP}/d_B$         | < 0,65        |
| Nuance de l'acier de construction  | $f_y$                | $\leq S355$   |
| Nuance de l'acier du boulon  | $f_{uB}$             | $\geq 8.8$    |
| Distance horizontale des boulons (mm)  | $m$                  | $\geq 3.0d_B$ |
| Distance verticale des boulons (mm)  | $m_2(m_x)$           | $\geq 2.5d_B$ |
| Hauteur de poutre (mm)   | $h_b$                | $\leq 500$    |
| Dans ce tableau particulier, les limites des critères sont liées à la gamme de nuances d'acier pour lesquelles des essais étaient disponibles, mais il ne faut pas en conclure que les nuances d'acier supérieures ne permettent pas une ductilité élevée. |                      |               |

### 2.2.3.3 Recommandations spécifiques pour les assemblages en acier à résistance partielle et à pleine résistance avec platines d'extrémité dans les structures soumises à des actions sismiques à l'ELU

Dans les ossatures en acier capable de résister aux moments (portiques), les extrémités des poutres sont généralement utilisées comme zones dissipatives, et les assemblages poutre-poteau sont conçus pour résister aux efforts internes correspondant au développement de rotules plastiques aux extrémités des poutres. Cependant, les éventuels effets de sur-résistance et d'écrouissage se produisant dans les zones dissipatives doivent être pris en compte lors du dimensionnement des zones non-dissipatives.

L'utilisation d'assemblages à résistance partielle comme zones dissipatives est autorisée mais, dans ce cas, la ductilité et la capacité de dissipation des assemblages doivent être démontrées au moyen d'essais expérimentaux selon la norme de dimensionnement en vigueur.

Pour cette raison, un projet RFCS européen nommé EQUALJOINTS impliquant des partenaires académiques et industriels a été lancé dans le but d'étudier et de pré-qualifier trois types d'assemblages boulonnés couramment utilisés dans la pratique européenne.

En conséquence, un guide de dimensionnement, un logiciel et une application pour mobiles ont été développés et traduits dans 12 langues européennes, transférant directement les résultats du projet de recherche EQUALJOINTS vers la communauté des praticiens. Ces outils de dimensionnement sont mis à disposition gratuitement sur le site web de la Convention européenne de la construction métallique (ECCS - <https://www.steelconstruct.com/eu-projects/EqualJoints/>). Ces recommandations seront mises en œuvre dans la nouvelle version à venir de l'Eurocode 8.

### 2.2.3.4 Évaluation de la capacité de rotation plastique des assemblages à l'ELU

Des approches générales et spécifiques pour une détermination explicite de la capacité de rotation plastique des assemblages en acier et mixtes sont présentées en Annexe A.4.

### 2.2.3.5 Synthèse des conclusions en vue du dimensionnement des assemblages sous chargements exceptionnels

Selon la structure et la procédure de dimensionnement suivie pour atténuer le risque d'effondrement progressif, les demandes en termes de résistance et de ductilité que doivent posséder les assemblages peuvent différer sensiblement. Ces demandes seront précisées pour chaque stratégie de dimensionnement dans les sections 4 et 5.

Il est nécessaire de concevoir tous les assemblages structurels à l'ELU afin que les rotules puissent se former (ceci est implicite pour les assemblages à rivets) et tourner suffisamment.

Les exigences pour atteindre cet objectif sont fournies dans cette section pour les assemblages articulés, à résistance partielle et à pleine résistance. Ils s'expriment:

- en termes généraux pour tous les assemblages en acier et mixtes (Section 2.2.3.1) ;
- sous la forme d'approches de dimensionnement simplifiées pour les assemblages à résistance partielle avec des plaques d'extrémité (Section 2.2.3.2) ;
- sous la forme d'une procédure de pré-qualification pour les assemblages en acier à résistance partielle et à pleine résistance avec platines d'extrémité dans une structure soumise à des séismes (Section 2.2.3.3).

La référence à la procédure d'évaluation de la capacité de rotation plastique disponible des assemblages en acier et mixtes est finalement faite dans la section 2.2.3.4.

### 3 Classes de conséquences

Les structures de bâtiments sont classées en classes de conséquences basées sur les conséquences d'une défaillance structurelle en termes de pertes de vies humaines ou de blessures et de pertes économiques, sociales ou environnementales. Une telle classification est considérée comme une simplification d'un système complexe basé sur les risques liés au type de bâtiment, à la hauteur, à l'occupation, à la perception de la société, au type de charge, au type de structure, à la nature des matériaux, entre autres. Dans l'EN 1990 et l'EN 1991-1-7, Cl 3.4, trois classes de conséquences sont identifiées. Cependant, dans l'annexe A de l'EN 1991-1-7, tableau A.1, la classe de conséquences 2 est subdivisée en CC2a (conséquences moyennes-groupe de risque inférieur) et CC2b (conséquences moyennes-groupe de risque supérieur), les autres classes étant CC1 (faibles conséquences d'une défaillance) et CC3 (conséquences élevées), comme résumé dans le Tableau 4. Il convient de mentionner que l'Annexe A est considérée comme informative plutôt que normative, où les préconisations fournies ne doivent pas être suivies. Cependant, il appartient à chaque pays de recommander ou non l'application de l'annexe A. Des recommandations plus pratiques liées à la classification des bâtiments pour la robustesse peuvent également être trouvés ailleurs (Way, 2011). D'autre part, le projet de révision actuel de l'EN 1990 (prEN 1990, 2019) ajoute deux autres classes de conséquences, CC0 et CC4. Le CC4 est considéré comme présentant un risque extrême de perte de vies humaines ou de blessures corporelles et un risque économique, social ou environnemental considérable. Les dispositions des Eurocodes ne couvrent pas entièrement les règles de dimensionnement nécessaires pour les structures classées CC4. Pour ces structures, des dispositions complémentaires à celles données dans les Eurocodes peuvent être nécessaires. D'un autre côté, CC0 présente le risque le plus faible, lorsque les Eurocodes ou des dispositions alternatives peuvent être utilisés et où des éléments autres que structurels peuvent être classés comme CC0. Par conséquent, les dispositions des Eurocodes couvrent principalement les règles de dimensionnement des structures classées CC1 à CC3. De plus, le projet de révision de l'EN 1990 permet de diviser les classes de conséquences CC1 à CC3 en sous-classes supérieures et inférieures dans d'autres Eurocodes.

Dans certains cas, les ingénieurs en exercice peuvent rencontrer des difficultés si les structures du bâtiment ne correspondent pas directement aux descriptions fournies dans le tableau 4. Dans de tels cas, le jugement technique est requis, et il est de la responsabilité de l'ingénieur de s'assurer que la sécurité de la structure n'est pas compromise. Certains des cas courants sont répertoriés ci-dessous (voir (Way, 2011) pour plus de détails) :

- L'inclusion des mezzanines dans le décompte du nombre d'étages pour la classification des bâtiments dépendra de la taille et de l'utilisation de ces étages. A titre indicatif, SCI P391 (Way, 2011) recommande de comptabiliser l'étage mezzanine s'il est supérieur à 20 % de l'emprise du bâtiment. Cette valeur peut être augmenté si l'étage n'est pas occupé quotidiennement.
- Les surfaces habitables des planchers de toiture doivent être comptées en nombre d'étages quelle que soit la pente du toit.
- Les bâtiments avec différents nombres d'étages qui entrent dans différentes classes de conséquences doivent être classés en fonction de la classe la plus onéreuse.
- Les bâtiments à usage mixte qui entrent dans différentes classes de conséquences doivent être classés en fonction de la classe la plus onéreuse.
- Les étages de sous-sol sont définis de telle sorte que le niveau du sol extérieur doit se trouver à au moins 1,2 m au-dessus de la surface supérieure du sous-sol pour au moins 50 % du plan du bâtiment. Lors de la détermination du nombre d'étages, les étages en sous-sol peuvent être exclus, à condition que ces étages en sous-sol satisfassent aux exigences de la « Classe de

conséquence 2b Groupe de risque supérieur ». Dans le cas de la classe de conséquence 3, les planchers de sous-sol doivent suivre les exigences de cette classe.

- L'étage du rez-de-chaussée peut être exclu du nombre total d'étages pour la classification du bâtiment si tous ses éléments structurels, y compris les assemblages, sont conçus comme des éléments clés. Dans le cas de l'utilisation du rez-de-chaussée comme parking, il peut être exclu du décompte des étages si toutes les conditions suivantes s'appliquent:
  - Le stationnement est exclusivement réservé aux utilisateurs de l'immeuble.
  - Le rez-de-chaussée ne doit pas être accessible ou contenir un droit de passage pour le Grand public.
  - Tous les éléments structurels du rez-de-chaussée et leurs assemblages sont conçus comme des éléments clés.
- Pour les bâtiments qui subissent des transformations, des transformations ou des extensions entraînant un changement de classe de conséquence, le bâtiment doit alors être classé dans la classe la plus onéreuse.

Tableau 4. Catégorisation des classes de conséquences dans les normes EN 1990 et EN 1991-1-7 actuelles - Annexe A

| Classe de Conséquence (CC)                  | Description   | Exemples type et occupation  |
|---|---|--|
| <b>1</b>                                    | Faible conséquences vis-à-vis la perte de vies humaines, et faibles ou négligeables conséquences économiques, sociales ou environnementales | Maisons individuelles ≤ 4 étages<br>Bâtiments agricoles où les gens n'entrent pas normalement (par exemple, bâtiments de stockage), serres<br>Bâtiments dans lesquels les personnes entrent rarement, distants de 1,5 fois la hauteur les uns des autres   |
| <b>2a<br/>(Groupe à plus faible risque)</b> | Moyenne conséquences vis-à-vis la perte de vies humaines, économiques, sociales ou environnementales  | Maisons à occupation simple de 5 étages<br>Hôtels, résidentiels, bureaux ≤ 4 étages<br>Industriel ≤ 3 étages<br>Local commercial ≤ 3 étages et < à 1000 m <sup>2</sup> de surface de plancher à chaque étage<br>Bâtiments scolaires de plain-pied<br>Bâtiments ≤ 2 étages recevant du public avec des surfaces de plancher ≤ 2000 m <sup>2</sup> à chaque étage                                |
| <b>2b<br/>(Groupe à plus fort risque)</b>   |   | Hôtels, logements, bureaux > 4 étages mais ≤ 15 étages<br>Bâtiments scolaires > plain-pied mais ≤ 15 étages<br>Local commercial > 3 étages mais ≤ 15 étages<br>Hôpitaux ≤ 3 étages<br>Bureaux de plus de 4 étages mais n'excédant pas 15 étages.<br>Bâtiments recevant du public de surfaces de plancher > 2000 m <sup>2</sup> mais ≤ 5000 m <sup>2</sup> à chaque étage<br>Parking ≤ 6 étages |
| <b>3</b>                                    | Conséquence élevée vis-à-vis la perte de vies humaines, ou conséquences économiques, sociales ou environnementales très importantes         | Bâtiments définis ci-dessus comme des classes 2a et 2b qui dépassent les limites de superficie et d'étages<br>Bâtiments dans lesquels le public est admis en nombre important (par exemple, salles de concert, tribunes, ...etc.)<br>Stadia pouvant accueillir plus de 5000 spectateurs<br>Bâtiments contenant des substances/processus dangereux  |

Note : Le tableau n'est pas exhaustif et peut être ajusté.

## 4 Risques identifiés

### 4.1 Introduction

La conception visant la robustesse des structures de bâtiment s'effectue en tenant compte soit des effets directs d'une action extrême, soit d'une étendue spécifique de dommages causée par un événement inconnu / imprévu. Évidemment, les méthodes de la première catégorie nécessitent l'identification de l'évènement et la définition de l'action. Des exemples typiques sont un incendie, une explosion ou un impact. Pour certaines actions, le niveau de l'évènement peut-être réduit ou même éliminé à l'aide de mesures non structurelles ou autres, par exemple, une protection active contre l'incendie - gicleurs, ouvertures d'aération pour les explosions de gaz, protection de la structure contre l'impact à l'aide de bornes de circulation, ou augmentation du stand-off pour le souffle. De plus, dans certains cas, des dommages localisés peuvent se développer, mais pas dans une mesure disproportionnée par rapport à la cause initiale. Certaines actions accidentelles sont traitées en détail dans les Eurocodes :

- Tremblement de terre : le dimensionnement des ouvrages soumis au séisme est couvert par un Eurocode spécifique, EN 1998;
- Incendie : le dimensionnement des structures soumises au feu est traité dans la partie 1-2 des différents Eurocodes « matériaux ».

Cependant, dans certaines circonstances, les actions peuvent dépasser les conditions considérées dans les codes, par exemple dans des scénarios de charge en cascade, par exemple, tremblement de terre après tremblement de terre, incendie après tremblement de terre ou incendie après explosion.

Les effets des actions identifiées sur une structure doivent être effectués en tenant compte des méthodes d'analyse appropriées, qui dépendent de la catégorie de sécurité ou de la classe de conséquences (EN 1991-1-7) :

- Classe de conséquences 1 : aucune prise en compte spécifique des actions accidentelles
- Classe de conséquences 2 : en fonction des circonstances particulières de l'ouvrage considéré: une analyse simplifiée par des modèles de charges statiques équivalentes pour les charges accidentelles identifiées et/ou en appliquant des règles prescriptives de dimensionnement et/ou de dispositions constructives
- Classe de conséquences 3 : étude approfondie des scénarios d'accidents à l'aide d'analyses dynamiques et d'analyses non linéaires le cas échéant

La section suivante couvre la conception pour les actions accidentelles identifiées suivantes:

- Charges d'impact dues au trafic routier (Section 4.2)
- Explosion externe (Section 4.3.2)
- Explosion interne due au gaz naturel (Section 4.3.3)
- Incendie (Section 4.4)
- Séisme (Section 4.5).

### 4.2 Impact

#### 4.2.1 Prévenir/éliminer les risques

Le danger provenant de l'impact est généralement associé à un incident impliquant des véhicules. Les conséquences de l'impact du véhicule dépendent fortement du poids, de la vitesse et de la direction (par rapport au bâtiment) du véhicule. Les mesures préventives font partie de la sécurité du bâtiment axée sur le ralentissement du véhicule et la réduction de l'accès au bâtiment. Ceci peut-être réalisé par une conception appropriée des routes d'accès, qui ne permettent pas aux grosses voitures de

s'approcher directement du bâtiment et qui limitent la vitesse des véhicules. Il existe également divers équipements allant du simple pare-chocs sur la route, en passant par des bloqueurs automatiques et des barrières de sécurité comme illustré sur la Figure 6 à la Figure 9.

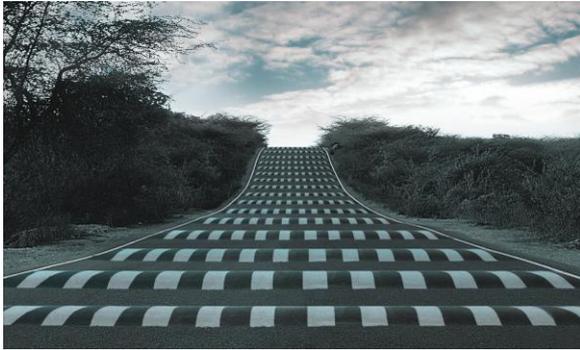


Figure 6. Pare-chocs sur la route de la colline



Figure 7. Pare-chocs dans le parking



Figure 8. Bloqueur de route automatique et barrière



Figure 9. Bloqueurs hydrauliques de sécurité routière

#### 4.2.2 Dimensionnement explicite

Les actions d'impact sont couvertes au chapitre 4 de l'EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006). Ce code couvre plusieurs situations différentes dans lesquelles une action d'impact peut se produire. Indépendamment de la situation, l'impact implique toujours une interaction entre un objet en collision (source d'impact) et l'objet impacté (par exemple, une colonne de bâtiment).

En fonction de la classe de conséquences de la structure, des simplifications suivantes sont autorisées (voir Figure 10):

- Pour les structures en classe de conséquences faibles et/ou moyennes (jusqu'à CC2 - voir Section 3), une analyse statique telle que l'approche statique équivalente de l'EN 1991-1-7 est suffisante comme décrit dans la Section 4.2.2.1.
- Pour les structures en classe de conséquence élevée (CC3 - voir Section 3), une analyse dynamique est requise. Cette analyse peut-être une analyse simplifiée (EN 1991-1-7) ou une analyse dynamique complète – voir les sections 4.2.2.2 et 4.2.2.3 respectivement.

Dans l'approche statique équivalente de l'EN 1991-1-7, l'objet impacté est toujours considéré comme rigide, c'est-à-dire que l'objet en collision absorbe toute l'énergie d'impact (choc dur), ce qui est prudent. Cependant, lorsque des analyses dynamiques sont utilisées, l'impact rigide ou l'impact mou sont tous deux autorisés. Dans l'impact mou, la capacité de l'objet impacté à dissiper la charge d'impact est prise en compte.

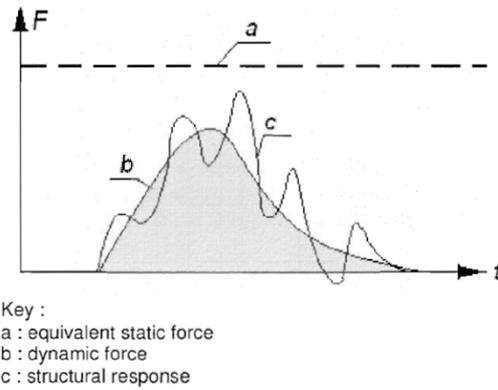


Figure 10. Représentation d'une action d'impact (EN 1991-1-7, 2006)

#### 4.2.2.1 Approche statique équivalente

Dans cette approche, la charge d'impact est remplacée par une force statique équivalente  $F$  prenant en compte les effets du chargement sur la structure. Pour tous les types de chocs traités dans la Section 4 de l'EN 1991-1-7, les valeurs des forces statiques équivalentes pour différents types de véhicules (voitures, camions, trains, bateaux...) sont fournies avec des explications sur la manière de les appliquer aux structures.

La situation la plus courante dans les bâtiments est l'impact d'un véhicule avec une des colonnes porteuses. L'application de cette approche pour ce cas est illustrée à la figure 11, la position (hauteur  $h$  et surface  $a$ ) de la force dans la colonne dépend du type de véhicule (voiture ou camion), tandis que l'amplitude de la force  $F$  dépend du type de route sur laquelle circule le véhicule (c'est-à-dire la vitesse maximale qu'il peut atteindre).

L'élément impacté (et la structure environnante) doit être vérifié lorsqu'il est soumis à la force statique équivalente  $F$  et aux autres charges permanentes et variables en considérant une combinaison de charges accidentelles. Pour cet élément, l'ELU doit être vérifiée, sans aucune limitation en termes de déformation.

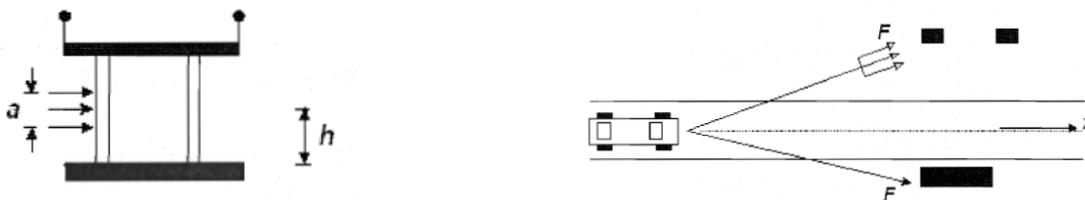


Figure 11. Force de collision sur des éléments porteurs localisés à proximité des voies de circulation – Applications aux ponts et aux bâtiments (Eurocode 1 2006)

#### 4.2.2.2 Approche dynamique simplifiée

Cette approche est fournie dans l'annexe C de l'EN1991-1-7 et elle peut être décrite de manière générale par le modèle représenté à la figure 12. L'évaluation de la force d'impact  $F$  dépend du type d'impact (impact mou ou rigide) :

- Pour un impact fort ou faible dans lequel l'objet en collision ou l'objet impacté, respectivement, se déforme linéairement, l'Eq. (3) peut être utilisée, où  $k$  est la rigidité de l'objet en collision (impact fort) ou de l'objet impacté (impact faible);  $v$ , est la vitesse d'impact et  $m$  est la masse de l'objet en collision.

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} \quad (2)$$

- Pour un impact faible, lorsque l'énergie d'impact est absorbée par des déformations plastiques, il est nécessaire que la ductilité de la structure soit suffisante pour absorber l'énergie cinétique totale  $\frac{1}{2}mv_r^2$  de l'objet impactant. En supposant une réponse rigide-plastique rigide de la structure, cette exigence est satisfaite si la condition donnée par l'Eq. (4) est respecté, où  $F_0$  est la résistance plastique de la structure et  $y_0$  - sa capacité de déformation.

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2 \leq F_0 y_0 \quad (3)$$

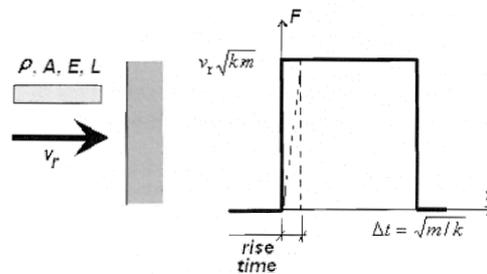


Figure 12. Modèle d'impact (EN 1991-1-7, 2006)

Pour le cas particulier de l'impact d'un véhicule avec un élément porteur d'une structure, l'EN 1991-1-7 suggère quelques valeurs pour les paramètres qui influencent la force d'impact tels que la masse, la vitesse, la résistance plastique  $F_0$ , la décélération du véhicule, etc., selon le type de véhicule et le type de route. Dans l'annexe informative de l'EN 1991-1-7, ce cas particulier est expliqué plus en détail.

#### 4.2.2.3 Approche dynamique complète

Dans une analyse dynamique complète, le concepteur peut choisir entre des analyses où l'impact est explicitement modélisé ou via une analyse des chemins de charge alternatifs (ou analyse de perte de colonne), où l'action n'est pas explicitement modélisée mais sa conséquence, c'est-à-dire une perte de colonne, est simulée. Concrètement, cette seconde approche est plus intéressante car elle peut fournir une bonne estimation de la robustesse de la structure, sans la complexité requise pour modéliser explicitement les actions d'impact.

Plusieurs options sont envisagées dans l'analyse des chemins de charge alternatifs. Elles se différencient par leur complexité (linéaire/non linéaire, statique/dynamique, etc...). Les préconisations de dimensionnement pour appliquer les différentes options sont décrites dans la section 5 de ce manuel, par conséquent, ces règles ne sont pas décrites ici. Cependant, certains paramètres sont importants pour une bonne estimation de la robustesse d'une structure soumise à un impact à travers une analyse du chemin de charge alternatif, tels que :

- *Les effets dynamiques* peuvent être pris en compte en évaluant le temps d'enlèvement de la colonne ou la perte de l'élément porteur. Par exemple, les suggestions de la GSA (GSA, 2003) peuvent être suivies.
- *L'effet de la vitesse de déformation* imposées par l'action sur les lois de comportement des matériaux composant la structure peut-être facilement évalué grâce au paramètre DIF. Pour des charges d'impact induisant des taux de déformation généralement compris entre  $10^{-1}$  et 10, le coefficient DIF à appliquer sur la limite élastique du matériau en acier varie de 1,1 à 1,3. Pour les propriétés mécaniques du boulon, un coefficient DIF de 1,1 peut-être raisonnablement supposé. Il existe également de nombreux modèles disponibles dans la littérature pour rendre compte plus précisément de cela, comme le modèle Johnson-Cook (Johnson et Cook, 1983).

### 4.3 Explosion

Une explosion est une libération extrêmement rapide d'énergie sous forme d'onde de pression, de chaleur, de son et de lumière (Hall, 2017). Le résultat d'une explosion peut également inclure l'impact de fragments primaires et/ou de fragments secondaires. Même si tout cela peut affecter les bâtiments et les occupants de différentes manières, ce chapitre se limite principalement à la réponse des structures à la charge de pression. Aucune indication n'est donnée pour tenir compte de l'impact thermique ou des débris volants, même si les effets peuvent être importants dans certains cas.

Les matières explosives peuvent être des solides, des gaz, des vapeurs ou de la poussière. Selon la nature de la matière explosive et les conditions locales, l'explosion peut se développer comme une déflagration ou s'étendre rapidement et générer des ondes de choc (détonation). Plus d'informations peuvent être trouvées dans (Demonceau et al., 2021).

En règle générale, les bâtiments ne sont pas conçus pour des conditions de charge générées par des explosions, à l'exception des installations conçues pour résister à de telles actions (par exemple, les bâtiments résistants aux explosions) ou des bâtiments où le gaz est brûlé. Ainsi, lorsque les bâtiments sont soumis à des charges aussi extrêmes, ils peuvent subir des dommages importants (Ellingwood et al., 2007 ; Somes, 1973 ; Burnett, 1975a ; EN 1991-1-7, 2006). La possibilité que des composantes structurelles primaires puissent tomber en ruine doit être prise en compte et des mesures doivent être prises pour atténuer ce risque, par exemple en empêchant la ruine progressive après une perte de colonne (CSA, 2012). Dans ce qui suit, des détails sur les principales caractéristiques des explosions et les approches de dimensionnement possibles sont donnés. En outre, des mesures pour réduire ou prévenir l'évènement d'explosion sont données.

#### 4.3.1 Prévenir/éliminer les risques

##### 4.3.1.1 Explosion externe

Il existe plusieurs méthodes disponibles pour réduire voire éliminer les explosions externes sans aucune intervention sur les systèmes structurels. La pression de l'explosion diminue considérablement avec l'augmentation de la distance, donc maximiser la distance de sécurité diminuera les effets d'une explosion (Figure 13a). Dans le cas d'espaces publics, où il n'est pas possible de créer/contrôler la distance de sécurité, les bornes, les arbres, le mobilier urbain peuvent être utilisés comme obstacles, comme illustré à la figure 13b. Pour les zones à plus haut risque, un mur résistant aux explosions peut être construit. Il joue le rôle d'une barricade qui protège la structure de l'explosion. L'objectif principal du mur est d'empêcher l'énergie transmise par l'explosion d'atteindre la structure, qui est désormais protégée des dommages permanents et peut continuer d'opérer après l'explosion.

Le choix de la typologie et des matériaux du bâtiment peut également atténuer l'effet d'une explosion. Les éléments non structurels attachés à l'extérieur du bâtiment doivent être évités pour limiter les projections de débris et améliorer l'évacuation d'urgence en s'assurant que les issues restent praticables. S'ils sont utilisés, ils doivent être conçus en utilisant des matériaux légers avec des assemblages conçus pour avoir une résistance au moins égale à la capacité de l'élément. Les fenêtres sont la partie la plus vulnérable du bâtiment, causant des blessures graves. Selon le niveau de risque, un type de vitrage approprié doit être utilisé ainsi qu'une surface réduite des fenêtres sur les façades exposées. Il a été identifié que les formes et les dimensions structurelles ont une influence considérable sur la charge de souffle de dimensionnement. Une section de bord carrée entraîne un pic de surpression réfléchi plus élevé par rapport à une longue section de bord rectangulaire soumise à des charges de souffle. Dans le cas d'une structure de forme circulaire, le pic le plus élevé de surpression réfléchi est observé à un point sur le bord, qui est le plus proche de l'explosion. Cette pression diminue en amplitude dans les deux directions de part et d'autre du centre. De plus, dans les

bâtiments modernes, on observe qu'une façade de forme parabolique ou cubique est plus performante qu'une façade à face droite. Ainsi, en analysant la typologie du bâtiment, la conception peut être ajustée pour utiliser la forme qui se traduit par une charge de souffle de dimensionnement minimale et fournit simultanément une surface utilisable.

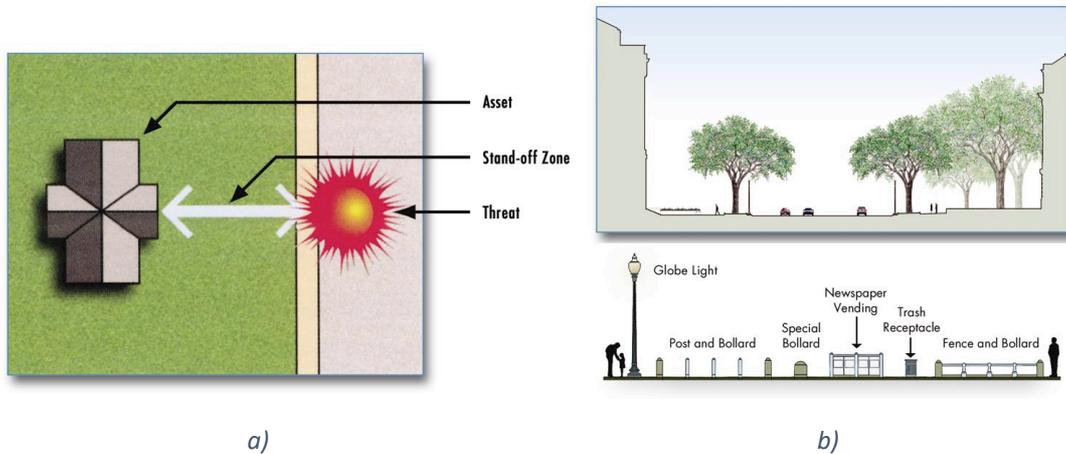


Figure 13. Atténuation des effets d'explosion : a) concept de distance de sécurité ; b) éléments de sécurité du paysage de rue (FEMA 426)

#### 4.3.1.2 Explosion de gaz interne

Les enseignements tirés d'accidents antérieurs montrent que la prévention des explosions de gaz en réduisant uniquement la probabilité des rejets accidentels et de l'embranchement n'est pas suffisante. Si elle est mise en œuvre efficacement, une bonne pratique d'ingénierie peut aider à réduire les conséquences (Bjerketvedt et al., 1997a):

- Prendre en considération le risque d'explosion de gaz dès le début du projet. C'est dans la phase initiale du projet que les décisions majeures telles que l'emplacement des différentes zones, la séparation des zones et la disposition générale (qui influenceront la disposition des événements et le processus lui-même) sont prises.
- Les bâtiments soumis à d'éventuelles explosions internes doivent avoir une solide charpente supportant le toit et les étages intermédiaires. Les "murs" doivent être ouverts, si possible. Si un mur plein est nécessaire, utilisez des panneaux muraux légers pour faciliter la ventilation précoce de l'explosion.
- Les zones de ventilation sont importantes non seulement en termes de taille, mais également en termes d'emplacement. Ainsi, lorsqu'il y a suffisamment d'aération à proximité du point d'allumage (voir aussi a) pour l'importance du design conceptuel), la vitesse de la flamme sera faible, et les turbulences générées derrière les obstacles seront limitées.
- En règle générale, l'événement d'explosion de gaz doit être dirigé vers des zones ouvertes avec un minimum d'obstructions.
- L'obstruction partielle d'une ouverture de ventilation peut entraîner de fortes augmentations de pression.

#### 4.3.2 Explosion externe – Dimensionnement explicite

##### 4.3.2.1 Définition des charges d'explosion agissant sur la structure

Un scénario d'explosion est défini en premier, y compris le poids de la charge attendue  $W$ , le type d'explosion et la distance au bâtiment  $R$ .

L'évolution de la pression en fonction du temps associée à une onde de front peut être idéalisée à l'aide de la courbe présentée à la figure 14. À moins que de meilleures informations ne soient

disponibles, les paramètres de charge de souffle peuvent être déterminés à l'aide des diagrammes présentés à la figure 15 qui implique le calcul de la distance mise à l'échelle,  $Z$ , qui dépend de la masse explosive  $W$  (en kg de TNT), et de la distance réelle du centre de l'explosion sphérique  $R$  (en m). A l'exception des pressions et de la vitesse, toutes les autres valeurs de la figure 15 sont mise à échelle un facteur  $W^{1/3}$  afin de prendre en compte la taille réelle de la charge.

La relation pression-temps idéalisée pour la paroi avant peut-être construite à l'aide des relations suivantes:

$$t_c = \frac{4S}{(1 + R)C_r} \quad (4)$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}} \quad (5)$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r} \quad (6)$$

Où :

- $t_c$  est le temps de compensation;
- $S = \min$  (hauteur  $H$ , demi-largeur  $W/2$  ;
- $C_r$  est la vitesse du son dans le milieu réfléché ;
- $R$  est le rapport  $S/G$ , où  $G$  est le maximum entre la hauteur de la surface  $H$  et la demi-largeur  $W/2$  ;
- $t_{of}$  est le temps fictif ( $t_{of} < t_o$ , où  $t_o$  est la durée réelle de la phase positive de l'onde incidente) ;
- $i_s$  est la valeur d'impulsion de la phase positive de l'onde de choc ;
- $P_{s0}$  est la pression incidente maximale ;
- $i_r$  est l'impulsion réfléchie totale ;
- $P_r$  est la pression maximale réfléchie.

Le pic de pression dynamique  $q_o$  est calculé comme indiqué à la Figure 16. Ce paramètre est requis pour calculer la valeur de  $P_{s0} + C_D q_o$  (voir Figure 14) qui est déterminé en utilisant  $C_D=1$  pour le coefficient de traînée de la face avant de la structure.

Remarque : Pour la phase positive de la pression réfléchie, deux courbes  $P_r-t$  sont construites et comparées : une correspondant à des conditions de surface infinies, et une autre établie en supposant que la géométrie de surface finie influence la valeur de la pression réfléchie. La courbe à utiliser pour charger la structure est celle qui produit la plus petite valeur d'impulsion (JRC).

Les charges calculées pour la face avant de la structure sont appliquées lors de la conception structurelle du bâtiment en utilisant les règles de combinaison de charges données dans l'EN 1990 pour les situations de calcul accidentelles. En fonction de la complexité du bâtiment et de la classe de conséquences, différents types d'analyse peuvent être nécessaires (par exemple, Système équivalent à 1 DDL, analyse dynamique non linéaire) comme indiqué dans les sections suivantes.

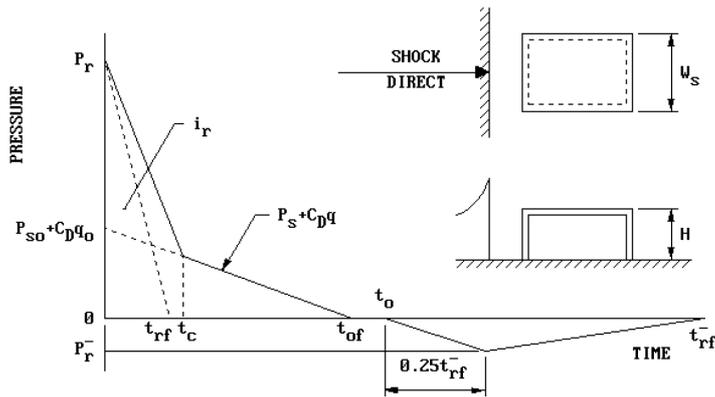


Figure 14. Pression sur la paroi frontale

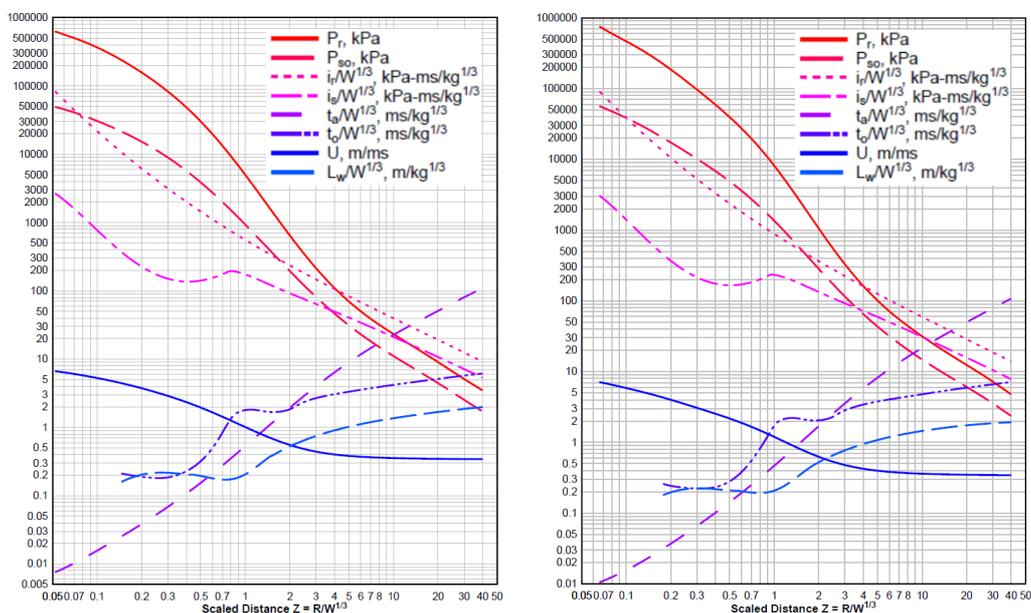


Figure 15. Paramètres de phase positive de l'onde sphérique de choc des charges de TNT provenant des rafales à l'air libre (à gauche) et des rafales de surface (à droite) (modifiés à partir de (DoD, 2008))

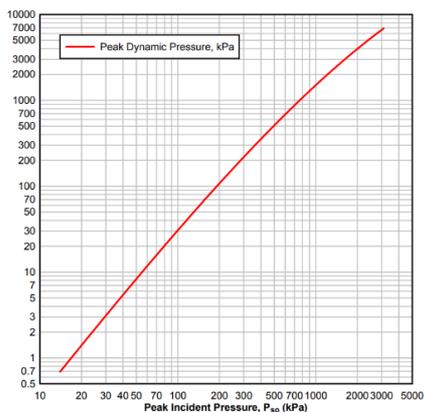


Figure 16. Variation de la pression dynamique de pointe  $q_0$  par rapport à la pression incidente de pointe (modifiée de (DoD, 2008))

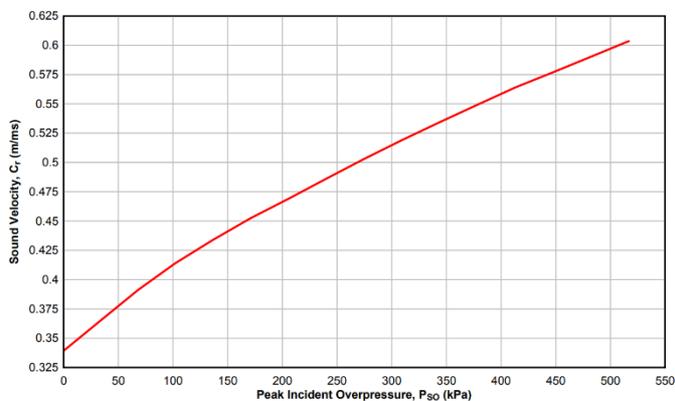


Figure 17. Vitesse du son dans la région de surpression réfléchie (modifiée de (DoD, 2008))

#### 4.3.2.2 Système équivalent à un seul degré de liberté

Les explosions externes sont des événements dynamiques par définition. Pour les structures simples, une analyse dynamique rigoureuse peut-être effectuée pour évaluer la réponse. Cependant, à des fins de dimensionnement pratique, des approximations doivent être faites pour permettre un dimensionnement avec une précision raisonnable. Cela peut-être fait en transformant la structure en un système équivalent à un seul degré de liberté SDOF, où la distribution de masse, les conditions aux limites, la fonction de résistance et l'historique de charge sont idéalisés.

Pour définir le système SDOF équivalent, il est nécessaire d'évaluer les paramètres de ce système ; à savoir, la masse équivalente  $m_E$ , la constante du ressort équivalent  $k_E$  et la charge équivalente  $F_E$ . De plus, la fonction qui fournit la valeur de la charge à chaque instant  $F(t)$  doit-être établie. La plupart des charges accidentelles, y compris les explosions, sont décrites par une des quatre types de fonctions charge-temps avec une durée limitée  $t_d$  : charge constante appliquée soudainement, charge triangulaire, charge triangulaire symétrique et force constante avec un temps de montée fini. Selon le rapport entre la durée positive,  $t_o$ , et la période propre,  $T_n$ , la charge de souffle peut être modélisée à l'aide d'une fonction de temps de charge triangulaire (petite  $t_o$ , grande  $T_n$ ) ou une charge constante appliquée soudainement (grande  $t_o$ , petite  $T_n$ ). Mais en général, la charge de souffle peut être modélisée à l'aide d'une fonction de temps de charge triangulaire.

La période du système SDOF peut-être calculée en utilisant la relation :

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E} \quad (7)$$

De plus, les caractéristiques équivalentes de masse et de charge peuvent être définies et obtenues au moyen des facteurs de transformation en utilisant les équations suivantes :

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \quad (8)$$

$$K_m = \frac{m_E}{m} \quad (9)$$

Où :

- $K_L$  est le facteur de charge,  $F_E$  est la charge équivalente, et  $F$  est la charge totale réelle agissant sur la structure;
- $K_m$  est le facteur de masse,  $m_E$  est la masse du système équivalent, et  $m$  est la masse totale de l'élément réel.

En pratique, des valeurs tabulées pour différents systèmes structuraux sont fournies dans la littérature. Des exemples de telles valeurs sont fournis à l'annexe A.6. Ensuite, sur la base de ces valeurs, il est possible de prédire la réponse du système SDOF en termes de déplacement maximum et donc, en termes d'exigences de ductilité, en utilisant des approches simples ou abaque selon le comportement supposé, c'est-à-dire élastique ou élasto-plastique (voir ci-dessous).

#### **Systèmes SDOF Élastiques**

La réponse maximale des systèmes SDOF élastique est définie par le facteur de charge dynamique, DLF, et le temps de réponse maximal,  $t_m$ , où DLF, défini à l'Eq. (10), peut-être déterminé à l'aide de la figure 152 de l'annexe A.6.2.

$$DLF = \frac{y_{max}}{y_{st}} \quad (10)$$

où :

- $y_{max}$  est le flèche dynamique maximal;
- $y_{st}$  est la flèche résultant de l'application statique de la charge de pic  $F_m$ .

### Systèmes SDOF élasto-plastiques

La réponse d'un SDOF élasto-plastique est définie en fonction de sa résistance ultime  $R_m$ , et la déflexion maximale  $y_m$ . Les fonctions de résistance  $R - y$  sont idéalisées et décrites par fonctions bilinéaires dont les paramètres sont : rigidité élastique ( $k$ ), déflexion élastique ( $y_e$ ), déflexion maximale ( $y_m$ ), et résistance ultime  $R_m$  (voir Figure 18).

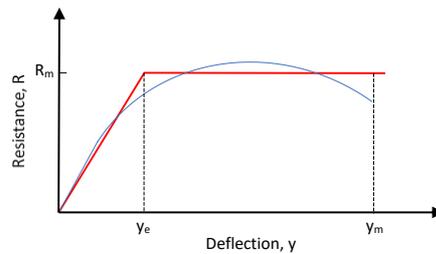


Figure 18. Fonction de résistance vs. flèche pour un système SDOF élasto-plastique

Le résultat pour le déplacement maximum est présenté sous forme de graphique, plus particulièrement sous la forme d'une famille de courbes  $R_m/F_m$ , et fournit la ductilité requise  $\mu$ , donnée par le rapport  $y_m/y_e$ , en fonction de  $t_d/T_n$ , selon les données tabulées de l'annexe A.6.

#### 4.3.2.3 Diagrammes pression-impulsion

L'approche de dimensionnement présentée à la section précédente (4.3.2.2) considère les effets de la surpression pour décrire la réponse de l'élément. Cependant, pour des durées de phase positive très courtes,  $t_o$  (par rapport à la période  $T_n$ ), la réponse structurale est sensible à l'impulsion associée et non à la pression maximale. Ainsi, la réponse d'un élément peut-être entièrement représentée par une courbe iso-réponse appelée diagramme pression-impulsion (P-I). Les diagrammes P-I peuvent être utilisés pour évaluer les performances d'un système ou d'un élément structural, à condition que les paramètres utilisés dans la génération du diagramme P-I sélectionné représentent la charge (par explosion), le mode de défaillance et les caractéristiques dynamiques du système considéré. Les diagrammes P-I peuvent être générés à l'aide de SDOF ou d'une analyse numérique (FEM, AEM), ou peuvent être adaptés à des données expérimentales appropriées. L'évaluation de la performance simplifie les étapes suivantes:

- Tout d'abord, l'allure de la charge est définie. Cette étape doit être cohérente avec l'évènement d'explosion.
- L'analyse SDOF (ou autres approches) est utilisée pour déterminer la réponse du composant en termes de rotation totale  $\theta$  et de facteur de ductilité  $\mu$ , défini comme le rapport entre le déplacement maximal sous la charge de souffle considérée et le déplacement élastique, c'est-à-dire le déplacement lorsqu'une rotule plastique se forme dans le système considéré.
- La réponse obtenue en suivant la démarche ci-dessus est comparée aux limites du système. Ces limites sont disponibles pour des bâtiments entiers, des éléments structuraux ou des fenêtres, voir le tableau 5 à titre d'exemple.
- Sur la base du niveau de dommage déterminé à l'étape précédente, le niveau de protection (classe de conséquences) est fourni en comparant les résultats avec les informations de la Figure 19.

Tableau 5. Exemple de limites de réponse pour l'acier de construction laminé à chaud \* (CSA, 1991)

| Type d'élément |   | B1           |                 | B2           |                 | B3           |                 | B4           |                 |
|----------------|---|--------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|
|                |   | $\mu_{\max}$ | $\theta_{\max}$ | $\mu_{\max}$ | $\theta_{\max}$ | $\mu_{\max}$ | $\theta_{\max}$ | $\mu_{\max}$ | $\theta_{\max}$ |
| Flexion        | Poutre à section compacte †                 | 1            | -               | 3            | 3°              | 12           | 10°             | 25           | 20°             |
|                | Poutre à section non-compacte †,‡           | 0.7          | -               | 0.85         | 3°              | 1            | -               | 1.2          | -               |
|                | Plaque pliée autour de l'axe faible         | 4            | 1°              | 8            | 2°              | 20           | 6°              | 40           | 12°             |
| Compression    | Poutre-poteau avec section compacte †,§     | 1            | -               | 3            | 3°              | 3            | 3°              | 3            | 3°              |
|                | Poutre-poteau avec section non-compacte †,§ | 0.7          | -               | 0.85         | 3°              | 0.85         | 3°              | 0.85         | 3°              |
|                | Colonne (flexion axiale)**                  | 0.9          | -               | 1.3          | -               | 2            | -               | 3            | -               |

\* Lorsqu'un tiret (-) est affiché, le paramètre correspondant n'est pas applicable comme limite de réponse.

† Les rapports largeur/épaisseur limites pour les sections compactes et non compactes sont définis dans la norme CSA S16.

‡ Ces limites de réponse sont applicables pour l'évaluation de la flexion des éléments existants qui satisfont aux exigences de conception des articles 6 à 8 mais ne satisfont pas aux exigences de dispositions constructives de l'article 9, et ne doivent pas être utilisées pour la conception de nouveaux éléments.

§ S'il existe un plan de cisaillement à travers les boulons d'ancrage reliant la plaque de base du poteau à la fondation, la limite de réponse pour les dommages superficiels doit s'appliquer, en utilisant la capacité de cisaillement de cet assemblage, plutôt que la capacité de flexion de l'élément, comme résistance ultime pour l'analyse.

\*\* Le ratio de ductilité est basé sur la déformation axiale, plutôt que sur la déformation de flexion.

**Note :** Adapté de PDC-TR 06-08

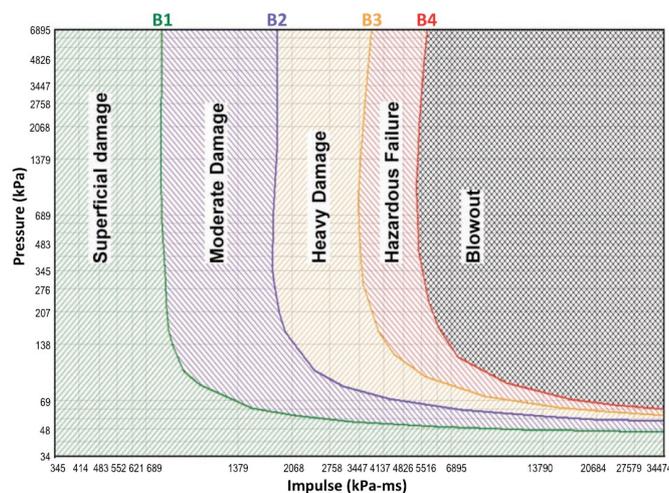


Figure 19. Relations Pression–Impulsion pour les déformations correspondants aux limites d'endommagement (B1 à B4)(CSA, 1991)

#### 4.3.2.4 Approche dynamique globale

Les sections précédentes ont montré que l'évaluation de la capacité de la structure sous les effets d'un souffle passe par le calcul de la résistance et de la ductilité. En raison de la complexité du problème, des approches numériques dynamiques plus sophistiquées, telles que l'analyse des éléments appliqués (AEM), peuvent être utilisées. Cependant, l'utilisation de modèles constitutifs doit être manipulée avec précaution et l'utilisateur doit être conscient des avantages et des limites des modèles (NISTIR). Les lignes directrices pour une telle analyse sont fournies ci-dessous :

- i) Charge de dynamite

- Une explosion est une libération d'énergie en très peu de temps ; par conséquent, la charge résultante est dynamique. Comme la charge dynamique varie avec le temps, le comportement structurel, les forces internes et la géométrie sont également fonction du temps.
  - Si la masse de l'élément est choisie égale à zéro, alors l'analyse est statique car les forces d'inertie seront nulles. Ainsi, une définition appropriée des masses des éléments est requise.
- ii) Modèles de comportement des matériaux
- Dans les structures en acier et en acier-béton, les modèles de matériaux peuvent être des modèles linéaires, bilinéaires, multilinéaires ou définis par l'utilisateur ;
  - Les modèles en acier et en béton peuvent déjà être intégrés dans la bibliothèque du programme.
- iii) Critères de ruine
- Les matériaux élastiques se comportent linéairement sans aucune déformation plastique. Un point de ruine prédéfini peut également être établi.
  - Différents critères de ruine peuvent être utilisés.
    - Acier : le critère de ruine est basé sur la contrainte de traction principale.
    - Armature en acier : le critère de ruine est atteint lorsque la contrainte atteint la résistance ultime de l'armature.
    - Béton : Résistance à la traction ; résistance à la compression; cisaillement ; si le matériau est soumis à des contraintes normales de compression et de cisaillement combinées, la ruine du matériau peut être décrite par le critère l'enveloppe de Mohr-Coulomb (Applied Science International, 2021).
    - D'autres critères d'acceptance, basés sur les résultats des tests, des valeurs tabulées ou de bonnes pratiques de dimensionnement, peuvent être adoptés.
- iv) Calcul du pas de temps
- Les effets du temps sont présents pendant toute l'analyse. Cependant, la solution numérique suppose un petit pas de temps qui permet de suivre la réponse de la structure.
  - Un pas de temps trop court entraînera un temps d'analyse très long, tandis que l'utilisation d'un pas de temps important entraînera une analyse moins précise et la solution numérique pourrait ne pas converger.
  - Si le pas de temps est  $\Delta T$ , alors la période la plus courte pouvant être considérée dans l'analyse est  $2\Delta T$  (la fréquence la plus élevée est  $\pi/\Delta T$ ). Toutes les fréquences supérieures à cette fréquence n'affecteront pas l'analyse.
  - L'analyse de souffle nécessite généralement  $\Delta T$  de 0,00001 s.
- v) Scénarios d'explosion
- Les effets d'une explosion sont modélisés à l'aide de modèles d'ondes de choc à champ libre et à champ de surface. La pression résultant de l'onde de choc est fonction du poids de l'explosif, de la distance à l'explosif et du temps. Alternativement, la pression de souffle définie par l'utilisateur peut être adoptée (voir (Laszlo et al. 2020)). Des techniques avancées de prédiction de charge, y compris CFD, peuvent être utilisées si nécessaire.
- vi) Conditions aux limites et initiales
- Les conditions aux limites peuvent être des déplacements imposés ou des rotations imposées. Aussi, les appuis peuvent être des appuis rigides et/ou des appuis déformables.
  - Pour résoudre numériquement un problème dépendant du temps, des conditions initiales sont requises (valeurs de vitesse et d'accélération au début du mouvement,  $t = 0$ ). Par défaut, les conditions initiales du corps (structure) sont prises égales à zéro lorsque la structure est initialement au repos.

vii) Équations d'équilibre

- Les équations d'équilibre dynamique d'ensemble de la structure s'écrivent comme suit:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \quad (11)$$

où [M] est la matrice de masse, [C] est la matrice d'amortissement, [K] est la matrice de rigidité, {f} est le vecteur des efforts extérieurs et {x} est le vecteur des déplacements.

La résolution de problèmes en dynamique nécessite un schéma d'intégration pas à pas. La solution des équations d'équilibre est obtenue à l'aide d'un solveur exact (en ELS, décomposition supérieure-inférieure de Cholesky).

#### 4.3.3 Explosion de gaz interne - Dimensionnement explicite

##### 4.3.3.1 Généralités (EN 1991-1-7 2006)

Les explosions internes doivent être prises en compte dans la conception de toutes les parties du bâtiment où le gaz est brûlé ou régulé, ou où des matières explosives telles que des gaz explosifs ou des liquides formant des vapeurs ou des gaz explosifs sont stockées ou transportées (par exemple, les habitations avec des installations de gaz). Les structures doivent être conçues pour résister à la ruine progressive résultant d'une explosion interne. La conception peut autoriser la défaillance d'une partie limitée de la structure à condition que cela n'inclue pas les éléments clés dont dépend la stabilité de l'ensemble de la structure (voir Tableau 6). Il convient de supposer que la pression à l'explosion agit efficacement simultanément sur toutes les surfaces délimitantes de l'enceinte dans laquelle se produit l'explosion. Lors du calcul de la réponse structurelle, une fonction de temps de charge triangulaire d'une durée de 0,2 s peut être adoptée. Une étude de sensibilité sur la fonction de temps de charge doit être effectuée pour identifier le pic de charge pour un interval de temps de 0,2 s.

Tableau 6. Considérations de dimensionnement vis-à-vis d'une explosion de gaz en fonction des classes de conséquences (EN 1991-1-7, 2006)

|     |  |
|-----|--|
| CC1 | Aucune considération spécifique des effets d'une explosion ne devrait être nécessaire autre que le respect des règles d'assemblage et d'interaction entre les composants fournies dans les EN 1992 à EN 1999 |
| CC2 | Les éléments clés de la structure peuvent être conçus pour résister aux actions en utilisant un modèle de charge statique équivalente  |
| CC3 | Une analyse dynamique doit être utilisée   |

##### 4.3.3.2 Approche par pression statique équivalente

Selon l'EN 1991-1-7, la pression statique équivalente nominale associée aux explosions de gaz naturel peut être calculée à l'aide des formules suivantes:

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (12)$$

ou

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2} \quad (13)$$

On gardera la plus grande des deux valeurs.

Où :

- $p_d$  est la pression statique équivalente nominale pour dimensionner la structure en [kN/m<sup>2</sup>];

- $p_{stat}$  est la pression statique uniformément répartie à laquelle les composantes de ventilation tomberont en ruine [ $\text{kN/m}^2$ ];
- $A_v$  est la surface des composantes de ventilation [ $\text{m}^2$ ];
- $V$  est le volume de l'enceinte rectangulaire [ $\text{m}^3$ ].

Lorsque des parties du bâtiment soumises à différentes valeurs de  $p_{stat}$  contribuent à la zone de ventilation, la plus grande valeur de  $p_{stat}$  devrait être utilisée. Aucune valeur de  $p_d$  plus supérieure à  $50 \text{ kN/m}^2$  doit-être pris en compte. Le rapport entre la surface des composantes de ventilation et le volume doit-être conforme à la formule suivante:

$$0.05\text{m}^{-1} \leq A_v/V \leq 0.15\text{m}^{-1} \quad (14)$$

#### 4.3.3.3 Approche dynamique (méthode d'équivalence TNT)

Le principe de la méthode TNT équivalent est la conversion de la masse de gaz (ou nuage de vapeur) en une charge équivalente TNT. La charge équivalente de TNT est estimée à partir du contenu énergétique du nuage de gaz en explosion. La masse équivalente  $W_{TNT}$  peut-être calculée sur la base de l'équation suivante:

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}} \quad (15)$$

Où :

- $\eta$  est le facteur de rendement explosif;
- $W_g$  est la masse de vapeur dans le nuage de gaz (égale à la masse du mélange d'air et de gaz inflammable);
- $E_c$  est la chaleur de combustion de la matière inflammable;
- $E_{TNT}$  est l'énergie de détonation de TNT.

Pour les hydrocarbures typiques (par exemple, le méthane, le propane, le butane), l'équivalence énergétique ( $\frac{E_c}{E_{TNT}}$ ) peut-être prise égal à 10. Pour une explosion de gaz naturel, si le facteur de rendement (ou efficacité) explosif est considéré comme égal à 20 % ( $\eta=0.2$ ), la masse équivalente de TNT peut être estimée (en supposant que la pression initiale est la pression atmosphérique) avec la formule suivante (Bjerketvedt et al., 1997b; Harris et Wickens, 1989):

$$W_{TNT} \cong 0.16V [kg] \quad (16)$$

Où :

- $V [\text{m}^3]$  correspond au plus petit volume obtenu en comparant le volume total de la région encombrée et le volume du nuage de gaz.

Lorsque la masse équivalente de TNT est connue, alors les paramètres du front d'onde (pression, impulsion, durée) peuvent être déterminés en utilisant les méthodes présentées dans la section 4.3.2.

Les limites de la méthode équivalente TNT sont :

- Cette méthode fournit des résultats satisfaisants pour les problèmes à de fortes explosions de nuages de gaz. Lorsque la pression d'explosion est inférieure à 1 bar, la méthode équivalente TNT surestimera la pression.
- L'écart est faible lorsque l'on souhaite décrire les effets de champ lointain, alors qu'il est important lorsque l'on décrit les effets de champ proche.

- La méthode équivalente TNT peut être utile comme approximation grossière si l'on utilise un facteur de rendement de 20% et une valeur appropriée pour V (ou la masse correspondante d'hydrocarbure).

#### 4.4 L'incendie comme événement exceptionnel

Les actions d'incendie doivent toujours être prises en compte lors du dimensionnement des structures en acier et mixtes, en utilisant une approche prescriptive ou une approche performantielle prescrites par l'Eurocode. Ces approches de dimensionnement sont présentées dans les parties 1-2 des EN 1993 et EN 1994 et elles sont détaillées dans le document de référence FAILNOMORE (Demonceau et al., 2021).

Les actions induites par incendie considéré comme événement exceptionnel ne sont pas directement couvertes par la réglementation relative au bâtiment, que ce soit en termes d'intensité ou de localisation, et ce en raison de leur faible probabilité d'occurrence. Toutefois, ces action pourrait être associées à des conséquences importantes. C'est la situation qui est abordée dans la présente section.

##### 4.4.1 Prévenir/éliminer les risques

Un incendie dans un bâtiment peut être le résultat de différents événements tels qu'une explosion et un tremblement de terre ou il peut-être déclenché directement (utilisation imprudente d'allumettes, de cigarettes et de tuyaux, câblage ou équipement électrique défectueux, utilisation imprudente d'équipements de cuisine, etc.). La première étape pour éviter le déclenchement d'un incendie est d'éviter tout matériau auto-inflammable dans le bâtiment (stockage de produits chimiques, essence).

Les règlements de construction précisent les règles concernant le stockage de ces matériaux dans les bâtiments - le stockage autour des colonnes est souvent interdit en règle générale. Les autres aspects réglementés par la loi sont les matériaux utilisés pour les façades et la distance entre les bâtiments afin de réduire le risque de propagation du feu entre les bâtiments et le long du bâtiment. Parmi les autres systèmes empêchant la propagation du feu (passif et actif) et atténuant l'effet du danger sont:

- Extincteurs - activés manuellement, lorsque le feu apparaît
- Sprinklers - systèmes activés automatiquement, en cas de fumée ou de température élevée
- Murs coupe-feu, isolation verticale empêchant la propagation du feu
- Isolateurs de ventilation - isolation de toutes les ouvertures entre les compartiments
- Compartimentation - séparation du bâtiment en quartiers, entre lesquels le feu ne peut pas se propager

Très important : une détection rapide des incendies, une alerte précoce et des systèmes d'évacuation permettant une évacuation rapide des occupants, une activation des systèmes pour arrêter l'incendie et une alerte rapide des pompiers sont des éléments important. Pour cette question, l'utilisation des équipements suivants peut-être envisagée:

- Détecteur de fumée;
- Détecteurs thermiques;
- Systèmes d'alarme;
- Signalisation de voies de sortie.

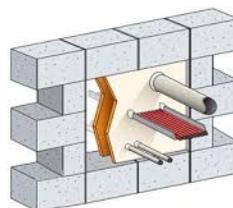


Figure 20. Gicleurs, isolateurs de ventilation, porte coupe-feu

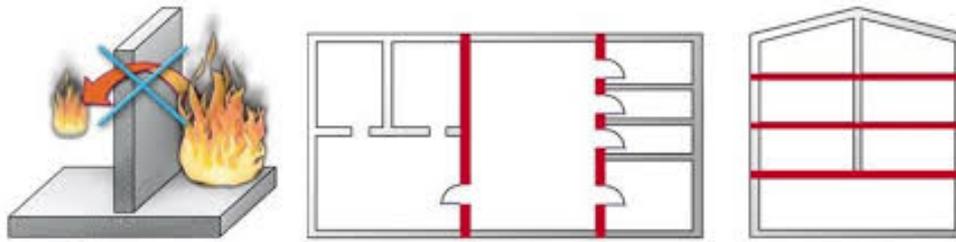


Figure 21. Pare-feu et compartimentage



Figure 22. Extincteurs et systèmes d'alerte précoce.

#### 4.4.2 Stratégie de dimensionnement

Un exemple d'incendie considéré comme événement exceptionnel est un incendie localisé autour d'une colonne (en situation normale, la charge calorifique ne doit pas être localisée à cet endroit) en raison d'une charge thermique exceptionnelle. Cette action peut être prise en compte à l'aide d'un modèle défini dans l'annexe C de l'EN 1991-1-2 (voir sous-section suivante) et/ou par des modèles d'incendie avancés tels que les modèles de zone ou les modèles CFD. Le modèle de l'annexe C est présenté à la section 4.4.2.1 tandis que les recommandations pour la modélisation avancée des incendies sont présentées à la section 4.4.2.2.

Cependant, sur la base de résultats de recherche récents, il peut être mis en évidence que l'augmentation de la température due à un incendie localisé inattendu est peu susceptible de conduire à l'effondrement de certains des éléments porteurs et par conséquent à la perte de stabilité de la structure, lorsque la structure a été conçue vis-à-vis du feu en suivant les règles de l'Eurocode et les exigences nationales.

Le tableau 7 présente quatre scénarios d'incendie considérés pour un incendie localisé à côté d'une colonne. La distribution de température le long des colonnes est illustrée à la Figure 23. Comme on peut le voir, ce n'est qu'au bas de la colonne (jusqu'à 1 m) que des températures significatives de l'acier sont atteintes et pourraient provoquer un voilement local ou une ruine plastique.

Tableau 7. Différents scénarios d'incendie localisés pour les immeubles de bureaux et les zones commerciales (Demonceau et al., 2021)

| Scénario | Diamètre de la base du feu | Taux de densité de dégagement de chaleur    | Densité de charge d'incendie                | Taux de croissance du feu     |
|----------|----------------------------|---|---|-------------------------------|
| A        | 2 m                        | 250 kW/m <sup>2</sup> (immeuble de bureaux) | 511 MJ/m <sup>2</sup> (immeuble de bureaux) | 300 sec (immeuble de bureaux) |
| B        | 1 m                        | 500 kW/m <sup>2</sup> (immeuble de bureaux) | 511 MJ/m <sup>2</sup> (immeuble de bureaux) | 300 sec (immeuble de bureaux) |
| C        | 2 m                        | 250 kW/m <sup>2</sup> (zone commerciale)    | 730 MJ/m <sup>2</sup> (zone commerciale)    | 150 sec (zone commerciale)    |
| D        | 1 m                        | 500 kW/m <sup>2</sup> (zone commerciale)    | 730 MJ/m <sup>2</sup> (zone commerciale)    | 150 sec (zone commerciale)    |

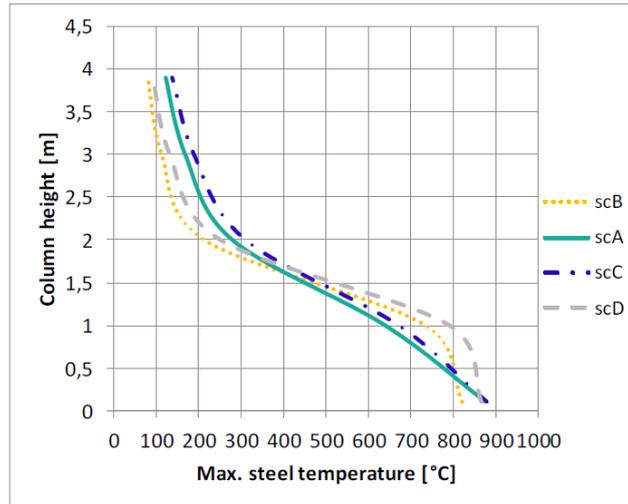


Figure 23. Augmentation de la température le long de la colonne pour différents scénarios d'incendie localisés (Demonceau et al., 2021)

Une situation différente et plus sévère en termes de robustesse est un incendie défini comme une charge exceptionnelle pour lequel une séquence de scénarios d'événements exceptionnels est considérée, comme un incendie après un tremblement de terre ou après un impact ou une explosion. Dans ces situations, la structure est déjà endommagée suite au premier événement, ainsi une conception incendie standard n'est plus valide. En effet, ce dimensionnement considère toujours que la structure n'est pas endommagée. Par conséquent, l'incendie doit être considéré comme une sollicitation exceptionnelle. Pour ces cas, des scénarios de perte de colonne (voir Section 5) pourraient être envisagés pour la conception de la robustesse en tant qu'approche sécuritaire.

#### 4.4.2.1 Modèles de feux localisés

Dans le modèle de l'Eurocode, un incendie localisé (ou feu de pré-flashover) est un incendie où il est peu probable qu'un flashover se produise. Selon l'ampleur de l'incendie et la taille du compartiment, un incendie localisé peut ou non toucher le plafond du compartiment. Dans ce modèle, la température du panache de fumées et les gaz environnants ne sont pas uniformes. Ce modèle est décrit dans l'annexe C de l'EN 1991-1-2 (EN 1991-1-2, 2002).

Un incendie localisé touche le plafond du compartiment lorsque la longueur de la flamme ( $L_f$ ), estimée par l'Eq. (18), est égale ou supérieure à la distance entre la source d'incendie et le plafond ( $H$ ).

$$L_f = 0.0148Q^{0.4} - 1.02D \quad (17)$$

avec  $D$ , le diamètre du feu et  $Q$  le taux de dégagement de chaleur (Annexe E of EN 1991-1-2).

La température de la flamme le long de l'axe vertical de symétrie de la flamme lorsque  $L_f < H$  peut être obtenue par l'Eq. (18)

$$\theta_{(z)} = 20 + 0.25Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900 \quad (18)$$

avec  $Q_c$ , la partie convective du taux de dégagement de chaleur ( $=0,8Q$ ) ;  $Z$ , la hauteur de la flamme le long de son axe;  $Z_0$ , l'origine virtuelle de l'incendie (Eq.(19))

$$Z_0 = -1.02D + 0.00524Q^{2/5} \quad (19)$$

Pour les cas où la flamme frappe le plafond, le flux thermique net reçu par le feu exposé par unité de surface au niveau du plafond est donné par l'Eq. (20).

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c (\theta_m - 20) - \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4] \quad (20)$$

avec  $\dot{h}$ , le flux thermique reçu par le feu (exposé au feu) par unité de surface au niveau du plafond;  $\alpha_c$ , le coefficient de transfert de chaleur par convection;  $\theta_m$ , la température à la surface de l'élément;  $\Phi$ , le facteur de configuration;  $\varepsilon_m$ , l'émissivité de surface de l'élément (0,7 – acier au carbone ; 0,8 acier inoxydable);  $\varepsilon_f$ , l'émissivité du feu;  $\sigma$ , est la constante de Stefan Boltzmann ( $5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$ ).

#### 4.4.2.2 Modèles avancés de feu

Pour utiliser des modèles d'incendie avancés, il est toujours nécessaire d'utiliser un logiciel spécifique.

- Modèles de zone - voir l'annexe D de l'EN 1991-1-2 pour les équations de base de la conservation de la masse et de l'énergie. Des exemples de logiciels utilisables sont le CFAST du NIST ou l'OZONE développé à l'Université de Liège
- Modèle CFD (Modèle numérique de dynamique des fluides) – voir l'annexe D de l'EN 1991-1-2 pour des suggestions. Un exemple de logiciel qui peut être utilisé pour l'analyse CFD est le FDS du NIST

## 4.5 Le séisme comme évènement exceptionnel

Le risque sismique résulte de l'interaction entre l'aléa sismique et la vulnérabilité structurelle. Par conséquent, un tremblement de terre peut être considéré comme exceptionnel lorsque:

- La structure n'est pas du tout conçue pour une action sismique ; c'est-à-dire qu'elle est conçue pour des charges de gravité et de vent uniquement (lorsque le chantier n'est pas dans une zone considérée comme sismique au moment de la construction) ; ou bien elle est conçue pour des exigences de faible sismicité alors l'action sismique peut être considérée comme exceptionnel.
- La structure est sismiquement vulnérable (dommages préexistants, système non conçu selon les exigences de dimensionnement des codes modernes).

### 4.5.1 Prévenir/éliminer les risques

Un tremblement de terre est une libération soudaine d'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Les tremblements de terre sont principalement causés par la rupture de failles géologiques. Les autres causes incluent l'activité volcanique, les glissements de terrain (tous d'origine naturelle), mais aussi les activités humaines (explosions de mines, essais nucléaires, forage pétrolier/gazier). En raison de sa nature, il n'est pas possible de prévenir ou d'éliminer le risque sismique. Par conséquent, la réduction et la prévention des conséquences (par exemple, les dommages structurels / non structurels) sont strictement associées à la structure du bâtiment et aux systèmes intégrés, qui aident le bâtiment à répondre de manière adéquate à l'action sismique, voir les sections suivantes.

### 4.5.2 Approche prescriptive

Même sans évaluer directement les performances de la structure en cas d'évènement sismique, les exigences normatives peuvent améliorer la réponse sismique avec un effort minimal de conception et d'interventions au niveau structurel. Cette approche est particulièrement bénéfique pour les zones non sismiques où des actions sismiques peuvent se produire mais avec une probabilité d'occurrence très faible, au moins suffisamment faible pour ne pas la prendre en compte dans le processus de dimensionnement. En effet, cette approche privilégie les systèmes (typologies), les matériaux et les dispositions constructives dont les performances avérées lors d'évènements sismiques passés. La sélection de la configuration structurelle et les connaissances sur la période du bâtiment, le

comportement en torsion, l'amortissement, la ductilité, la résistance, la rigidité, peuvent aider à déterminer la stratégie de dimensionnement la plus appropriée:

- Configuration (Typologie) du bâtiment : ce terme définit la taille et la forme d'un bâtiment, ainsi que les éléments structuraux et non structuraux. La configuration du bâtiment détermine la façon dont les forces sismiques sont réparties dans la structure, leur amplitude relative et d'autres aspects liés au dimensionnement. Les bâtiments de configuration régulière ont généralement:
  - o Faibles rapports hauteur/base
  - o Hauteurs de niveaux égales
  - o Plans de symétrie
  - o Régularité en plans et en élévations
  - o Résistance à la torsion maximale
  - o Travées courtes et redondantes
  - o Chemins de charge directs
  - o Dimensionnement d'éléments secondaires/non structuraux pour éviter les débris.
- Effets de torsion : ils se développent du fait de la répartition asymétrique des masses inertielles et/ou des rigidités. Des dispositions symétriques se traduiront par une rigidité équilibrée et des effets de torsion réduits. La régularité en plan et en élévation est également recommandée.
- Contrôle des vibrations : les bâtiments en général sont de mauvais résonateurs aux chocs dynamiques et dissipent les vibrations en les absorbant. Les systèmes suivants peuvent être utilisés pour améliorer la réponse:
  - o L'isolation de la base peut être utilisée pour détacher (isoler) le bâtiment du sol de manière à réduire considérablement l'énergie sismique transférée à la superstructure. Les candidats les plus appropriés pour l'isolation de la base sont les bâtiments de faible à moyenne hauteur construits sur des sols rigides; les immeubles de grande hauteur ou les bâtiments construits sur des sols meubles ne conviennent pas à l'isolation de la base.
  - o Systèmes d'amortissement passif. L'application la plus courante est un dispositif d'amortisseur de masse accordé (TMD), qui se compose d'une masse, d'un ressort et d'un amortisseur attaché à une structure. L'énergie sismique est dissipée par la force d'inertie de l'amortisseur agissant sur la structure.
  - o Systèmes d'amortissement actifs. Les amortisseurs de masse à réglage actif annulent les vibrations dépendantes de la vitesse en contrecarrant les forces d'excitation d'un système principal perturbé. Chaque TMD se compose d'un actionneur, d'un système de contrôle et d'une unité électronique de puissance. Tous les composants du TMD sont mutuellement équilibrés de sorte que la force TMD agit précisément dans le sens opposé de la force d'excitation.
  - o Les systèmes de contrôle semi-actifs, qui tirent parti des meilleures caractéristiques des systèmes de contrôle passifs et actifs. Le terme « semi-actif » est utilisé pour indiquer que le fonctionnement de ces systèmes nécessite une très faible quantité d'énergie externe. Les forces de contrôle sont développées par un ajustement approprié des caractéristiques d'amortissement ou de rigidité.
- Résistance et rigidité : La résistance est la capacité d'un matériau à reprendre les efforts appliqués dans une limite de sécurité. La rigidité d'un matériau correspond au niveau de résistance à la flexion. La sélection des propriétés de résistance et de rigidité doit être effectuée en tenant compte de l'équilibre entre la déformabilité et la capacité de résistance à la force.

- Ductilité : La ductilité est la propriété d'un matériau (comme l'acier) ou d'un élément à dissiper une partie de l'énergie par déformations plastiques. Les éléments ductiles rompent généralement après l'apparition de déformations plastiques considérables. Les éléments non ductiles, tels que les éléments en béton mal armé, se rompent par rupture fragile, sans déformations plastiques. Les exigences de ductilité peuvent porter à la fois sur des éléments et sur leurs assemblages.
  - o Pour les éléments, les principales exigences portent sur l'élanement avec pour objectif d'éviter l'instabilité (par exemple, le déversement des poutres en flexion) avant que l'élément structurel n'atteigne sa résistance plastique. Au niveau de la section, les sections ductiles ou semi-ductiles (classe 1, classe 2) sont privilégiées.
  - o Pour les assemblages, des configurations symétriques sont recommandées, car elles peuvent fournir une réponse hystérétique plus stable tout au long des cycles de charge ultérieurs. En outre, les composantes qui se rompent en mode fragile (par exemple, les soudures, les boulons) doivent être dotés d'une sur-résistance. Pour assurer un comportement ductile des assemblages, les recommandations de la section 2.2 peuvent être suivies.

#### 4.5.3 Stratégies de dimensionnement

À la suite d'un tremblement de terre, la principale préoccupation est l'état de la structure et sa sécurité vis-à-vis de l'effondrement sous les charges de gravité, les répliques sismiques et d'autres dangers (FEMA P-2090, 2021). Si la structure manque de robustesse, il existe un risque de dommages supplémentaires ou d'effondrement progressif sous une réplique ou d'autres dangers, même si la structure résiste initialement au mouvement du sol. Pour éviter un scénario aussi désastreux, la capacité résiduelle du bâtiment doit être évaluée. La capacité résiduelle après un séisme peut être définie comme:

- Capacité portante du système de contreventement qui reprend les forces latérales - l'accélération spectrale minimale qui correspond à un effondrement local ou global lors d'une réplique.
- Capacité portante de l'ossature de reprise des charges de gravité - le niveau minimum de charges gravitationnelles qui correspond à un effondrement local ou global après un séisme destructeur.

Dans ce qui suit, une procédure pour l'évaluation de la robustesse sismique est présentée.

##### i) Étape 1 : Dimensionnement/évaluation pour les situations de dimensionnement persistantes/sismiques

La structure est d'abord conçue pour répondre aux exigences de la norme (voir la figure 24.a) (pour les nouvelles structures, uniquement). La réponse sismique peut être calculée à l'aide d'une analyse statique non linéaire (méthode N2, EN 1998) en suivant les recommandations de l'EN 1993-1-14 (2020) concernant les lois de comportement à utiliser pour les matériaux et la modélisation des éléments de structure.

La relation force-déformation générale d'un composant structurel peut être caractérisée à l'aide du prEN 1998-1-2:2019.3, Annexe L (Figure 24.b). Ainsi, le modèle à composantes doit être défini par:

- une rigidité élastique efficace,  $K_e$  considérant à la fois les déformations de flexion et de cisaillement.
- la limite d'élasticité, qui est définie par la limite d'élasticité effective,  $Q_y^*$ , et la déformation élastique correspondante,  $\delta_y^*$ .

- L'étendue du domaine inélastique, dans laquelle le composant structurel présente un écrouissage avant d'atteindre sa résistance maximale,  $Q_{max}^*$  (i.e., réponse au pic).
- la déformation plastique pré-pic,  $\delta_p^*$  définit la déformation plastique jusqu'à la réponse maximale du composant structurel.
- la réponse post-pic est représentée par la déformation plastique post-pic,  $\delta_{pc}^*$  du composant.

La performance sismique globale peut-être présentée sous la forme d'une relation entre la force de cisaillement en base et déplacement au sommet (courbe  $F_b - d_{top}$ ), voir Figure 24.c. Les niveaux de performance (PL) sont définis par le déplacement maximal correspondant, e.g.,  $PL_1$  (domages limités),  $PL_2$  (dommages modérés) et  $PL_3$  (dommages importants). Selon le niveau de danger, un certain niveau de dommages est attendu.

ii) Étape 2 : Évaluation de la capacité résiduelle après un séisme

Après l'évaluation des exigences de ductilité locale et globale (étape 1), des modifications des rotules de flexion sont introduites pour les éléments endommagés (c'est-à-dire les éléments qui ont subi des déformations plastiques), produisant un modèle non linéaire modifié (voir Figure 24.d). La résistance résiduelle d'une colonne doit-être considérée comme nulle si la réponse maximale est atteinte au cours du mouvement sismique. Les effets P- $\Delta$  doivent être pris en compte (en particulier lorsque les déformations latérales résiduelles après le séisme sont importantes).

La résistance de la structure du cadre contre une réplique sismique peut-être évaluée à l'aide d'une analyse non linéaire (par exemple, une analyse pushover). L'analyse se fait sur le modèle endommagé.

La résistance du système structural vis-à-vis de la ruine progressive sous des charges de gravité peut-être évaluée à l'aide d'une analyse statique en poussée (verticale) en utilisant les méthodes proposées dans la section 5.3.

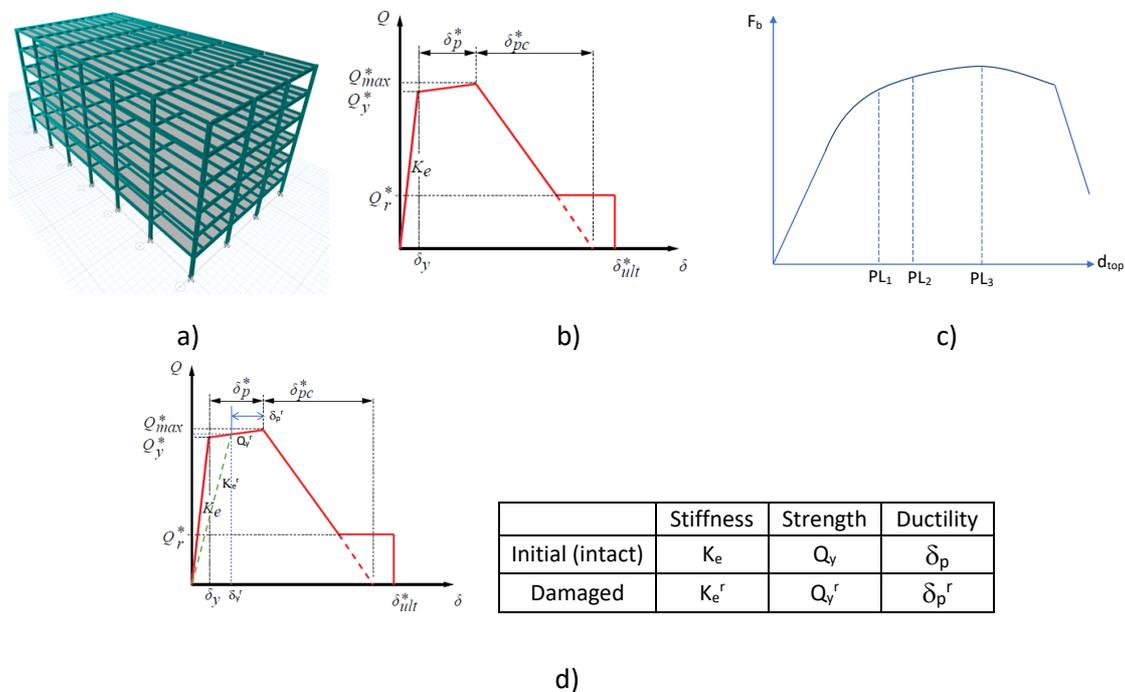


Figure 24. Les étapes dans l'évaluation de la robustesse sismique des structures à ossature (adapté de Polese et al., 2012) : a) vue avec le modèle du bâtiment ; b) définition générale de la relation force-déformation pour les éléments structuraux en acier et mixte ; c) courbe de capacité sismique obtenue par analyse statique non linéaire pour la structure non endommagée (initiale) ; d) paramètres de modélisation pour les rotules plastiques endommagées



## 5 Risques non-identifiés

### 5.1 Sélection de stratégies de dimensionnement appropriées

Les événements non identifiés se réfèrent à des actions accidentelles non spécifiquement prises en compte par les normes ou indiquées par le client ou d'autres parties prenantes ou à toute autre action résultant de causes non spécifiables. En raison des incertitudes concernant la nature, l'ampleur et le point d'application (région) d'une action accidentelle non identifiable, la performance structurelle requise est généralement impossible à estimer. Actuellement, les stratégies de dimensionnement permettant d'atteindre un niveau adéquat de robustesse structurelle cherchent principalement à limiter l'étendue d'un endommagement localisé, quelle qu'en soit la cause initiatrice.

L'identification des dommages localisés à considérer est abordée dans la section 5.2 tandis que les stratégies de dimensionnement pour vérifier le niveau de robustesse adéquat sont décrites dans la section 5.3 (méthodes alternatives de chemin de charge), 5.4 (méthode des éléments clés) et 5.6 (méthode de segmentation (compartimentage)).

### 5.2 Identification de dommages locaux

Généralement, l'objectif principal du dimensionnement visant la robustesse est de s'assurer que tout dommage local résultant d'événements extrêmes imprévus ne provoque pas d'effondrement disproportionné. À cet égard, tout scénario de dommage local doit être indépendant de l'événement. En conséquence, cela nécessite l'identification des dommages locaux à prendre en compte dans le processus de dimensionnement.

Si l'on se réfère au présent projet de (EN 1991-1-7, 2006), le dommage local à prendre en compte pour les structures du bâtiment comprises dans le groupe supérieur des Classes de Conséquences (CC 2b et CC3) est l'enlèvement notionnel de chaque colonne porteuse, ou chaque poutre supportant une colonne, ou de toute section de mur porteur (une à la fois à chaque étage du bâtiment).

Le concept de "*retrait fictif d'une colonne*" énoncé dans (EN 1991-1-7, 2006) représente l'enlèvement de la colonne entière sur la hauteur libre entre les assemblages au niveau des étages. Les éléments sont supprimés sans affecter les assemblages / assemblages d'extrémité. L'enlèvement notionnel d'une colonne peut ne pas toujours être du côté de la sécurité, en raison des possibilités infinies de scénarios de chargement et d'interaction charge-structure, mais pour une évaluation réalisable de la capacité du système structurel à transférer des charges par des chemins alternatifs, l'enlèvement notionnel est considéré comme un moyen efficace et scénario d'analyse pratique.

Dans les Eurocodes, il n'est pas précisé si cette suppression de colonne fictive doit être supposée instantanée ou « quasi-statique ». La prise en compte d'un enlèvement « quasi-statique » permet (i) l'utilisation d'outils plus simples car aucun effet dynamique n'a besoin d'être pris en compte et (ii) d'avoir une bonne indication sur la capacité d'une structure à activer des chemins de charge alternatifs. Cependant, la prise en compte d'un retrait instantané de partie localisée de la structure maximise les effets inertiels ; en particulier, il a été démontré que la perte soudaine de colonnes offrait une limite supérieure à la réponse ultérieure des structures de bâtiment en comparaison aux dommages de colonnes dus à une explosion (Gudmundsson et Izzuddin, 2010). De plus, les éléments endommagés peuvent avoir une capacité résiduelle, qui n'est pas prise en compte implicitement de manière conservatrice, sauf en cas d'application de la méthode de résistance résiduelle.

Comme indiqué précédemment, le retrait de chaque élément porteur, un à la fois, doit être envisagé conformément à (EN 1991-1-7, 2006), ce qui pourrait nécessiter un travail de dimensionnement important. Cependant, il existe des possibilités de réduire le nombre de scénarios de dommages locaux

à prendre en compte dans le processus de dimensionnement, en particulier dans les structures de bâtiment ordinaires pour lesquelles des scénarios de dimensionnement peuvent être identifiés en tenant compte d'une symétrie structurelle possible, de la similarité des conditions aux limites et d'autres considérations techniques découlant d'un raisonnement ingénieur. Dans l'UFC 04-023-03 (DoD, 2016), il est nécessaire de considérer au moins la perte de colonne suivante pour un plan d'étage comme un minimum de scénarios (voir Figure 25) :

- les colonnes externes et colonnes internes a proximité du milieu du côté court et du milieu du côté long ;
- l'angle du bâtiment ;
- les colonnes aux endroits où la géométrie en plan de la structure change de manière significative, par exemple une diminution brutale de la longueur de la baie ou des coins rentrants ;
- les colonnes avec colonnes adjacentes légèrement chargées ou baies adjacentes avec différentes tailles d'affluents ;
- les emplacements où les éléments qui y affluent ont différentes orientations ou élévations ;
- les emplacements où la structure présente une discontinuité de charge verticale (c'est-à-dire des conditions de transfert) (GSA, 2016).

Pour les emplacements en termes d'étage lui-même, les éléments suivants doivent être pris en compte:

- Premier étage au-dessus du sol ;
- Étage directement sous le toit ;
- Étage à mi-hauteur ;
- Étage au-dessus de l'emplacement d'un couvre-joint de colonne ou d'un changement de taille de colonne.

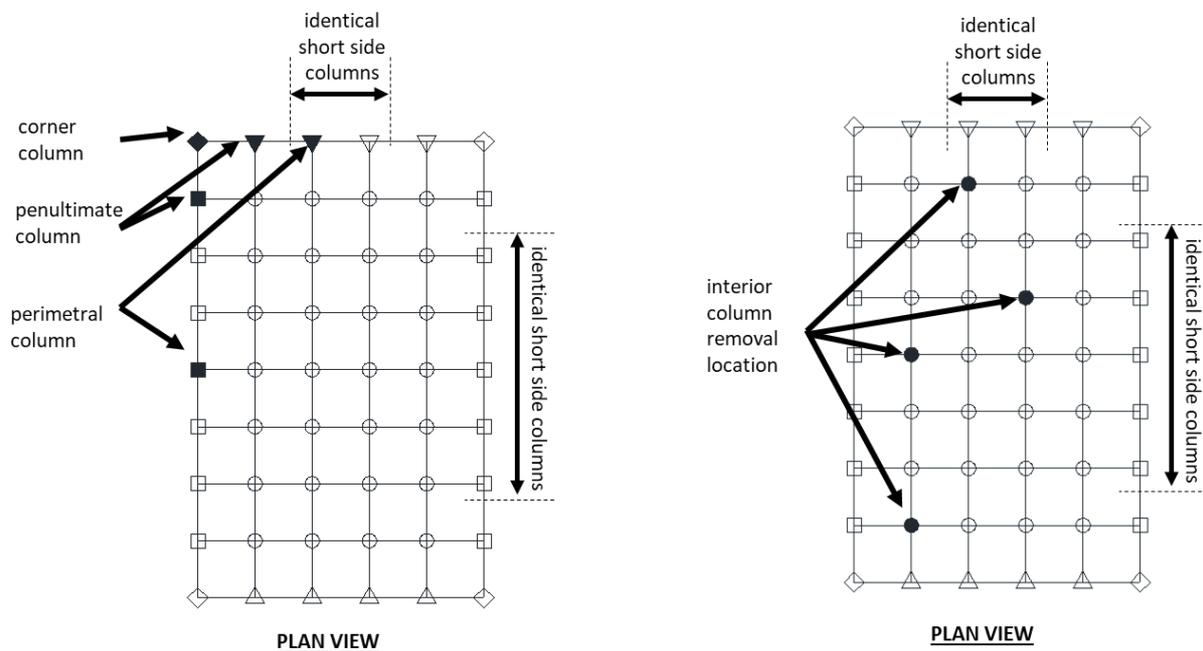


Figure 25. Scénarios de suppression de colonnes externes et internes (DoD, 2016)

Pour le scénario de dommages locaux envisagé, l'étendue des dommages qu'il créerait devra être limitée. L'annexe A de la version actuelle de l'EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) et l'annexe E du projet imminent de deuxième génération EN 1990 (prEN 1990:2019, 2019) spécifie cette limite à 15 % de la

surface de plancher ou 100 m<sup>2</sup>, selon le plus petit des deux étages adjacents à celui où la colonne a été retirée. Cependant, en principe, la limite acceptable des dommages peut être définie par le client ou les autorités compétentes sur la base d'objectifs de performance liés à l'importance de la structure et aux conséquences de tels dommages sur la sécurité des personnes, la protection des biens de valeur ou la minimisation des temps d'arrêt de fonctionnement de la structure.

Si, pour le scénario, la limite de dommage ne peut pas être respectée, cela signifie que ce scénario (dommage local) ne peut pas se produire, et donc l'élément porteur qui était supposé être perdu doit être protégé vis-à-vis de toute défaillance et conçu comme un élément clé.

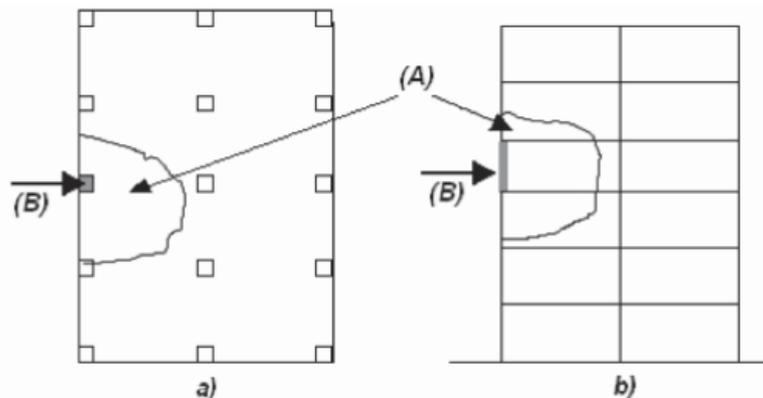


Figure 26. Limite acceptable de dommages en cas d'enlèvement d'une colonne dans une ossature. La limite « A » est de 15 % de la surface de plancher, ou 100 m<sup>2</sup>, selon la plus petite des deux, dans chacun des deux étages adjacents. « B » est la colonne théoriquement supprimée. a) Plan et b) Section (EN 1991-1-7, 2006)

### 5.3 Méthodes des chemins de charge alternatifs

Une structure de bâtiment perdant une colonne peut être subdivisée en deux parties principales, comme illustré à la Figure 27 :

- la partie directement affectée (DAP) qui représente la partie du bâtiment directement affectée par la perte de la colonne, c'est-à-dire les poutres, les colonnes et les assemblages poutre-poteau qui sont juste au-dessus de la colonne défaillante et ;
- la partie indirectement affectée (IAP) qui comprend le reste de l'ouvrage ; celui-ci est affecté par les charges se développant au sein de la partie directement affectée ; mais évidemment, ces forces sont elles-mêmes influencées par la réponse de la partie indirectement affectée.

Si une coupe est réalisée dans la structure au sommet de la colonne défaillante (voir Figure 27), différents efforts internes agissants dans la direction verticale sont identifiés : (i) les efforts de cisaillement  $V_1$  et  $V_2$  qui agissent aux extrémités des poutres connectées à la colonne défaillante, (ii) l'effort normal  $N_{up}$  dans la colonne juste au-dessus de la colonne défaillante et (iii) l'effort normal  $N_{lo}$  dans la colonne défaillante.

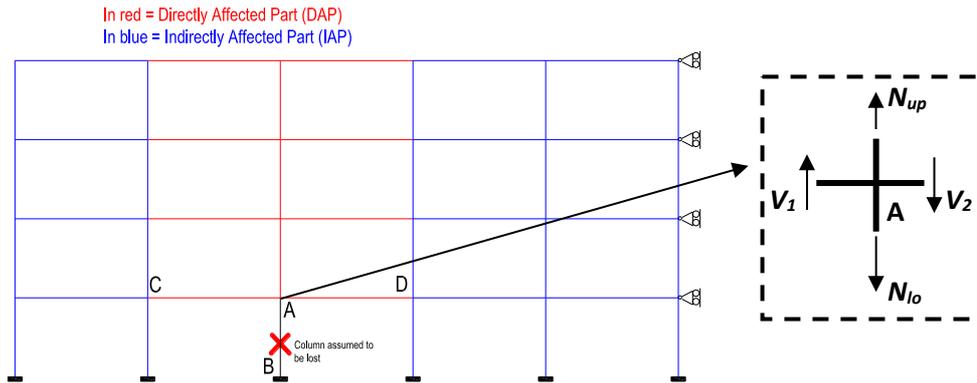


Figure 27. Représentation schématique d'un portique lors d'une perte de colonne

Sur la figure 28, une courbe représentant l'évolution du déplacement vertical  $\Delta_A$  en fonction de l'effort normal  $N_{lo}$  dans la colonne défaillante lors d'un événement exceptionnel (voir figure 27) est illustrée.

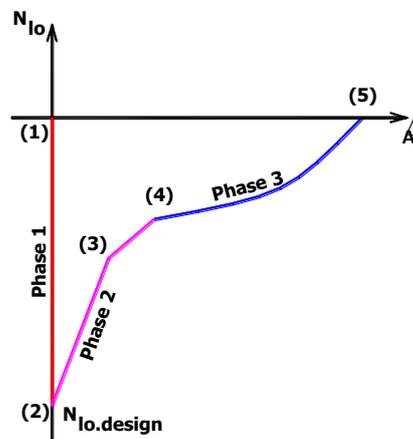


Figure 28. Evolution de  $N_{lo}$  en fonction du déplacement vertical en haut de la colonne de perte

- Du point (1) à (2) (Phase 1), les charges de calcul accidentelles supposées agir lorsque l'événement exceptionnel se produit. Ces charges s'appliquent progressivement à l'ouvrage ; l'effort normal  $N_{lo}$  dans la colonne AB augmente jusqu'à atteindre une valeur  $N_{lo, dimensionnement}$  ( $N_{lo}$  est reporté avec un signe négatif en compression sur la figure) tandis que  $\Delta_A$  reste approximativement égal à 0 pendant cette phase.
- Du point (2) au (5), la colonne est progressivement enlevée à la suite de l'événement exceptionnel. La force de compression dans la colonne AB diminue jusqu'à atteindre une valeur égale à 0 au point (5). A cet instant, la colonne est considérée comme entièrement retirée. Dans le même temps, la valeur de  $\Delta_A$  augmente. Le long de ce chemin de déchargement, différents types de réponses structurelles qui pouvant potentiellement se développer peuvent être identifiés :
  - Du point (2) au (4) (Phase 2) : au cours de cette phase, la partie directement affectée passe d'un comportement totalement élastique (du point (2) à (3)) à un mécanisme plastique global. Au point (3), les premières rotules plastiques apparaissent dans la partie directement touchée tandis qu'au point (4), des mécanismes de poutres complets se sont développés. Bien entendu, cette contribution, qui est illustrée sur la figure 29, ne peut se produire que lorsque des assemblages à résistance partielle ou à pleine résistance relient les extrémités des poutres aux colonnes ; pour les assemblages à résistance partielle, les

rotules plastiques se produisent dans les assemblages alors qu'elles se développent directement dans les sections d'extrémité de la poutre lorsque des assemblages à pleine résistance ou à sur-résistance (voir section 2.2.1) sont utilisés.

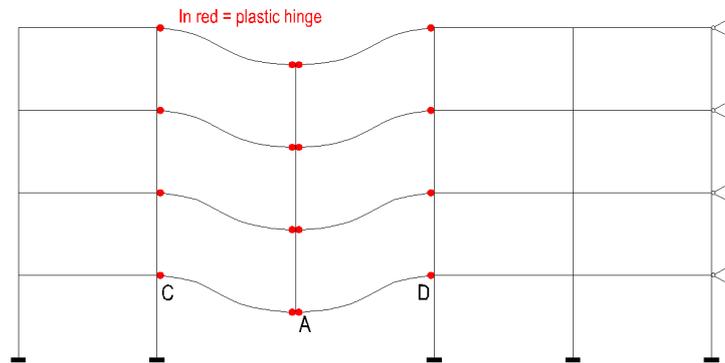


Figure 29. Développement de mécanismes plastiques à poutres dans le DAP

Dans certaines situations particulières qui seront détaillées dans les sections suivantes, cette contribution "mécanisme plastique" à la robustesse structurelle est complétée par une contribution dite "poutre en arc". Cet effet de « cambrage » est illustré à la figure 30 pour les poutres DAP inférieures de la structure représentée à la figure 29. En effet, du fait de la hauteur réelle non nulle de la poutre et des conditions cinématiques à respecter pour former le mécanisme, les points C et D doivent d'abord s'éloigner l'un de l'autre avant de se rapprocher progressivement lorsque le déplacement vertical devient important. Ceci induit des efforts de compression membranaire dans les poutres et donc le développement de l'effet de voûte introduit (qui peut-être visualisé sous la forme d'une voûte résultant de l'inclinaison des diagonales longitudinales des poutres sur la figure 30). La résistance de cet arc est largement dépendante de la capacité des points C et D à se déplacer relativement l'un par rapport à l'autre. Le ressort longitudinal  $K_{H,c}$  sur la figure 30 représente cette capacité de mouvement relatif. Dans la structure particulière illustrée à la figure 30, le déplacement horizontal du point D est empêché par la présence d'un système de contreventement efficace sur le côté droit de la structure (celui-ci est matérialisé par des appuis latéraux à chaque niveau d'étage sur la figure 29). Il en résulte une valeur infinie de  $K_{H,c, \text{right}}$ . Pour le point C, en revanche, la capacité à se déplacer latéralement est liée à la raideur  $K_{H,c, \text{gauche}}$  du côté gauche de l'IAP sous l'action de la force de compression DAP générée par la voûte. Si un deuxième système de contreventement est installé sur le côté gauche de la structure, la rigidité du ressort de  $K_{H,c, \text{left}}$  serait également presque infinie et l'effet d'arc résultant serait assez important. Si au contraire  $K_{H,c, \text{left}}$  est assez faible, l'effet d'arc sera tout à fait négligeable. Par souci de simplicité, les deux valeurs de  $K_{H,c, \text{right}}$  et  $K_{H,c, \text{left}}$  sont fusionnées comme indiqué sur la figure 30 dans un coefficient de rigidité équivalent  $K_{H,c}$ . La géométrie et les propriétés des assemblages poutre-poteau peuvent également influencer l'effet d'arc ; cela sera discuté plus en détail dans les sections dédiées.

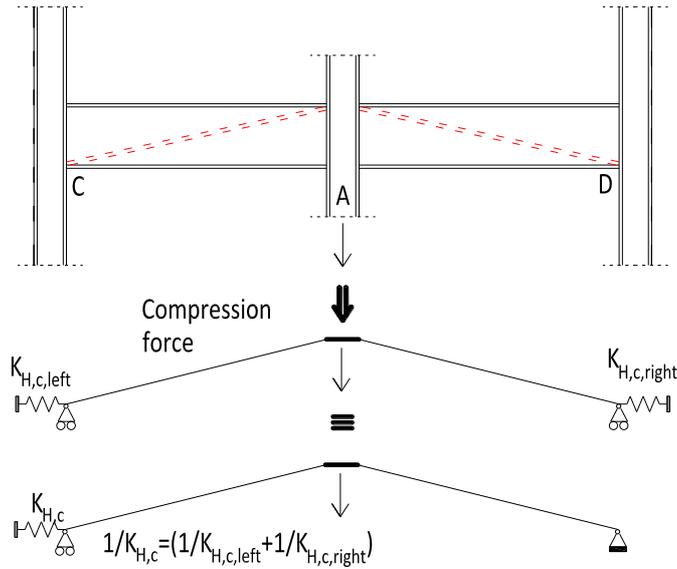


Figure 30. Développement d'effets d'arc dans le DAP

- Du point (4) à (5) (Phase 3) : au cours de cette phase (Figure 31), des déplacements importants sont observés dans la partie directement affectée et donc des effets de second ordre jouent un rôle important. Des efforts membranaires de traction importants se développent dans les poutres inférieures de la partie directement affectée. Comme expliqué ci-dessous, une fois les mécanismes de poutre formés, les points C et D se rapprochent et, si ce mouvement est quelque peu empêché ( $K_{H,c}$  est maintenant remplacé par  $K_{H,t}$ ), des forces membranaires de traction axiales apparaissent dans les poutres et contribuent significativement à la robustesse de la structure.

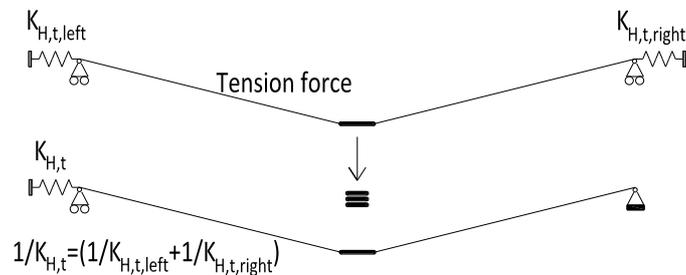


Figure 31. Développement d'effets membranaires de traction dans la DAP

Selon le type d'assemblages et la typologie de la structure, ces trois contributions à la robustesse peuvent se produire ou non. Ce point sera abordé au besoin dans les sections suivantes.

Mais il faut noter que les conditions suivantes doivent impérativement être respectées pour bénéficier des différentes contributions à la robustesse énumérées ci-dessus :

- la résistance de la partie directement affectée et de ses composants (poutres et assemblages) est adéquate ;
- les différents éléments structuraux ont une ductilité et/ou une capacité de rotation suffisantes pour atteindre le déplacement vertical  $\Delta$  correspondant au point (5) : pour les assemblages à

pleine résistance, la ductilité est requise pour l'assemblage et la poutre connectée alors que, dans le cas des assemblages sur-résistant, la ductilité n'est requise que dans la section de la poutre.

De plus, les charges qui sont transférées de la partie directement affectée à la partie indirectement affectée ne doivent pas induire la défaillance prématurée d'éléments dans cette dernière. De ce point de vue, trois modes de défaillance peuvent être identifiés (Figure 32) :

- le flambement des colonnes DAP adjacentes à la colonne perdue, qui seront soumis à des efforts de compression supplémentaires ;
- le développement d'un mécanisme plastique global dans la partie indirectement affectée sous l'action des forces membranaires transférées par la PDA à l'PIA de la structure ;
- le flambement en compression des poutres supérieures de la PDA résultant d'un éventuel développement progressif, dans l'ensemble de la structure, d'un effet d'arc induit, dans le cas particulier de la figure 32 par la déformabilité latérale de la partie gauche de la PIA de la structure.

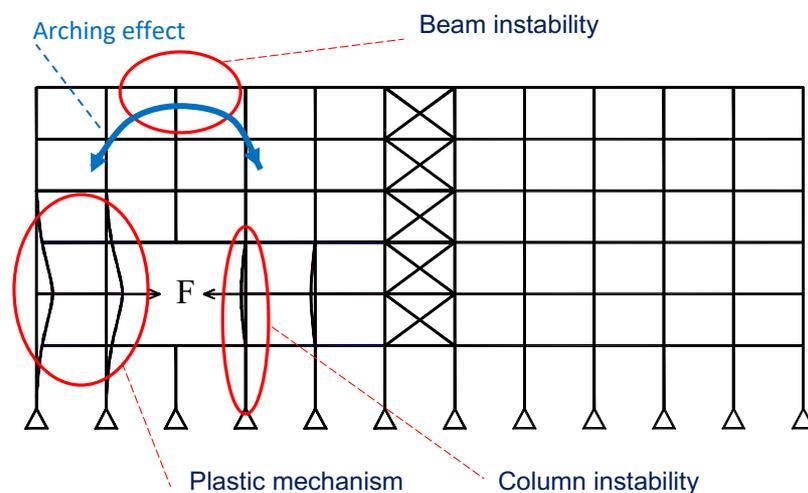


Figure 32. Modes de ruine possibles dans la PIA

Toutes ces conditions, tant pour la PDA que pour la PIA, devront toujours être prises en compte et dûment vérifiées pour garantir le niveau de robustesse structurelle demandé puisse être associé aux trois contributions définies ci-dessus (mécanisme plastique, effets d'arc et effets chaînette).

Enfin, la contribution significative des dalles de plancher en béton à la robustesse structurelle doit être soulignée. Lorsque ces dalles sont adéquatement reliées aux poutres en acier, développant ainsi une action mixte, leur bénéfice positif sur le PDA (mécanisme poutre / effet arc / effet chaînette) peut être directement couvert par la définition de poutres mixtes acier-béton. Lorsqu'aucune action mixte n'est envisagée entre les dalles en béton et les poutres de support, le niveau de résistance propre de la dalle peut également être pris en compte dans l'évaluation de la robustesse, mais de manière spécifique. De plus, quel que soit le cas (action mixte ou non), les dalles ont une influence positive sur les valeurs des coefficients de raideur de retenue  $K_c$  et  $K_t$ .

Ces différents aspects seront abordés dans les prochaines sections abordant successivement les quatre méthodes de dimensionnement possibles pour mettre en œuvre l'approche du chemin de charge alternatif: la méthode prescriptive (Section 5.3.1), la méthode analytique (Section 5.3.2), la méthode numérique simplifiée. (Section 5.3.3), la méthode numérique complète (Section 5.3.4).

Parmi ces méthodes, trois d'entre elles visent à quantifier les trois contributions structurelles énumérées ci-dessus à la robustesse : la méthode analytique, la méthode numérique simplifiée et la

méthode numérique complète. Au contraire, la méthode prescriptive propose au concepteur un ensemble de vérifications à réaliser qui ne sont directement liées à la véritable réponse de la structure.

Lorsque des aspects dynamiques doivent être pris en compte qui n'auraient pas été couverts par l'application de la méthode analytique avancée, de la méthode numérique simplifiée ou de la méthode numérique complète, il existe une possibilité de déduire la réponse dynamique de la réponse statique. Cette procédure est présentée dans la section 5.3.5.

### 5.3.1 Méthodes prescriptives

La méthode de la force de chaînage est une méthode de dimensionnement indirecte normative qui est supposée fournir un niveau minimum de robustesse structurelle et de résistance à la ruine progressive/diproportionné. En particulier, la méthode garantit qu'un niveau minimum de continuité et de résistance est réalisé entre les différents éléments structurels au moyen de chaînages (tirants) horizontaux et verticaux, comme illustré à la figure 33, ce qui améliore l'intégrité structurelle globale. Cette approche est adoptée par la plupart des codes de dimensionnement et recommandée par différentes directives de dimensionnement pour augmenter la résistance à la ruine progressive et/ou diproportionné des structures à faible et moyen risque, par ex. Eurocode EN 1991-1-7 (2006), UFC 4-023-03 (DoD, 2016), ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a) et IBC 2009 (ICC, 2018).

Les exigences de chaînage sont généralement spécifiées pour les éléments/composants horizontaux uniquement ou bien à la fois pour les éléments/composants horizontaux et verticaux, en fonction du niveau de risque associé à la structure et des conséquences de son effondrement. En particulier, dans l'EN 1991-1-7, le chaînage horizontal est requis pour le groupe inférieur de la classe de conséquences 2 (CC2a - voir chapitre 3) tandis que le chaînage horizontal et vertical est requis pour le groupe supérieur de la classe de conséquences 2 (CC2b – voir chapitre 3).

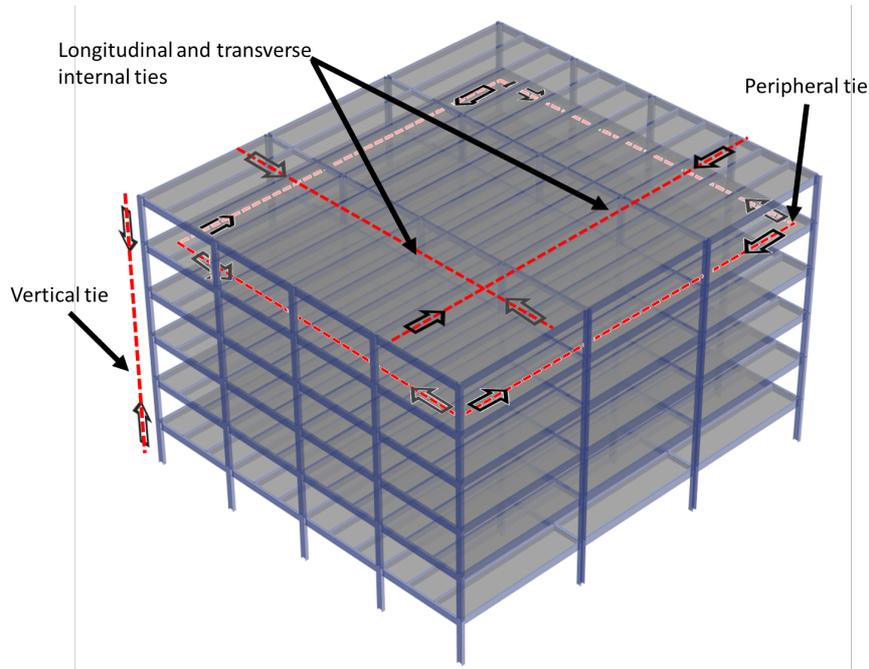


Figure 33. Tirants-types pour structures en portique (Stylianidis, 2011)

#### 5.3.1.1 Tirants horizontaux

##### 5.3.1.1.1 Méthode proposée dans l'EN 1991-1-7

Selon l'EN 1991-1-7, un chaînage horizontal (des tirants horizontaux doivent) doit être prévu tout au long du périmètre de chaque étage et niveau de toiture et à l'intérieur dans deux directions

orthogonales pour lier solidement les colonnes et les murs à la structure du bâtiment (voir Figure 34). Généralement, le chaînage horizontal peut être assuré par des poutres en acier (et leurs assemblages d'extrémité), des armatures en barres d'acier dans les dalles de béton ou des armatures en treillis et des tôles d'acier profilées dans les planchers mixtes. Pour s'appuyer sur la tôle d'acier, le tirant doit agir dans le même sens que la tôle profilée et la tôle doit être directement fixée à la poutre en acier avec des connecteurs de cisaillement (connecteurs de cisaillement soudés à la semelle de la poutre à travers la tôle).

Dans les codes et réglementations en vigueur, les tirants horizontaux, y compris les éléments et les assemblages, doivent être conçus pour être capables de résister à des niveaux minimaux de forces de chaînage. En particulier, les forces de traction minimales de calcul sont proposées dans l'EN 1991-1-7. Pour les structures à ossature, elles peuvent être estimées à l'aide de la formule suivante :

$$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{ou} \quad 75 \text{ kN, gardant la plus grande valeur} \quad (21)$$

$$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{ou} \quad 75 \text{ kN, gardant la plus grande valeur} \quad (22)$$

Où :

- $T_i$  est l'effort de traction de calcul pour les tirants internes ;
- $T_p$  est l'effort de traction de calcul pour les tirants périmétriques ;
- $g_k$  est l'action permanente par unité de surface appliquée au plancher considéré ;
- $q_k$  l'action variable par unité de surface appliquée au plancher considéré ;
- $s$  est l'espacement moyen des tirants adjacents ( $s = (s_1 + s_2)/2$  – voir Figure 34) ;
- $L$  est la longueur du tirant (Figure 34) ;
- $\psi$  est le facteur de combinaison relatif à des effets d'action pour les situations de projet accidentelles telles que définies dans l'EN 1990 (CEN 2005)

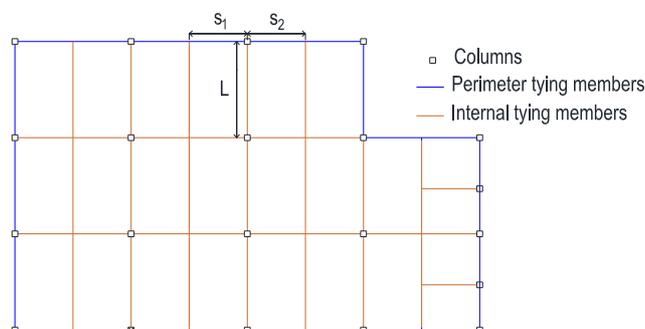


Figure 34. Tirants horizontaux au rez-de-chaussée d'un bâtiment

De plus, l'EN 1991-1-7 spécifie quelques autres dispositions à appliquer. Il stipule que les tirants horizontaux doivent être :

- placés en lignes continues ;
- dans le cas des tirants placés le long du périmètre, ces tirants doivent être disposés au plus près des bords du plancher ;
- dans le cas de tirants destinés à être prévus le long des lignes de colonnes, ils doivent être disposés au plus près des lignes de colonnes ;
- de telle sorte que 30 % ou plus des tirants soient situés à proximité immédiate des lignes de quadrillage des colonnes.

Comme indiqué précédemment, les éléments structuraux et les assemblages à leurs extrémités doivent être capables de reprendre les efforts de chaînage supposés appliqués seuls, même si ces éléments sont également utilisés pour reprendre des charges gravitaires (par exemple des poutres de plancher utilisées comme éléments de chaînage). Les éléments soumis à des efforts de traction peuvent être facilement contrôlés. Cependant, la caractérisation des assemblages soumis à des efforts de traction et, en particulier, la prédiction de leur résistance plastique et ultime à la traction n'est pas explicitement abordée dans le présent projet d'Eurocodes. Des règles sont proposées à l'annexe A.1 permettant la caractérisation des assemblages structuraux sous charges axiales. Dans le cadre de la présente approche, les efforts de traction peuvent être comparés à la résistance ultime des éléments de structure.

De plus, pour assurer l'efficacité de la méthode prescriptive et donc l'activation éventuelle des tirants, il est également nécessaire de garantir un niveau de ductilité minimum, notamment aux extrémités des poutres pour permettre une capacité de déformation minimale du système structurel. Cependant, même si ce besoin de niveau minimum de ductilité est clairement énoncé dans l'EN 1991-1-7, aucune recommandation spécifique n'est fournie sur ce que l'on entend par « niveau minimum » de ductilité et sur la manière de le garantir.

Si des assemblages sur-résistant sont utilisés aux extrémités des poutres, cette ductilité sera requise au niveau de la poutre elle-même. Dans une telle situation, il est recommandé d'utiliser des sections transversales de classe 1 sous moment de flexion (sur appui et en travée). Dans le cas d'assemblages à pleine résistance, la ductilité de l'assemblage et de la poutre est requise alors que, si des assemblages à résistance partielle ou simple sont utilisés, cette capacité de ductilité/déformation sera requise au niveau des assemblages. Nous renvoyons à la section 2.2 où des critères permettant assurer une capacité de déformation minimale aux assemblages structuraux sont fournis.

Il convient de souligner que les efforts de traction minimaux calculés à l'aide de la procédure susmentionnée sont définis afin d'assurer un niveau minimum de continuité/redondance dans le plancher et ne reflètent pas du tout le niveau d'efforts de traction qui pourraient se produire en cas d'une perte totale de colonne, qui sont généralement beaucoup plus élevés. Aussi, un lien entre la capacité du tirant et la résistance réelle à la ruine progressive ne peut-être établi (Nethercot et al., 2010 ; Vlassis et al., 2008) et donc l'efficacité de cette méthode reste discutable.

#### 5.3.1.1.2 Spécificités des planchers mixtes

Dans le cas de planchers mixtes, c'est-à-dire de planchers constitués de profilés en acier avec la semelle supérieure reliée à la dalle, la méthode présentée ci-dessus peut être utilisée en toute sécurité en négligeant le caractère mixte du plancher. Cependant, dans le cas d'un scénario de perte de colonnes, une telle solution structurelle permet le développement d'un effort membranaire dans les poutres mixtes et dans la dalle connectée, conduisant ainsi à l'activation d'un chemin de charge alternatif. L'efficacité de cette solution a été démontrée par des tests expérimentaux réalisés en Europe (Kuhlmann et al., 2017 ; Zandonini et al., 2014).

Pour assurer l'efficacité de la solution mixte, l'utilisation de grillages de poutres en acier dont la semelle supérieure des poutres dans les deux directions principales est reliées à la dalle est une solution recommandée pour garantir une bonne collaboration entre les éléments en acier et la dalle dans les deux directions mais aussi pour permettre un bon ancrage de la dalle sur les poutres latérales lorsque des efforts membranaires se développent.

A travers des études récentes (Demonceau et al., 2013 ; Kuhlmann et al., 2017), il a été démontré que (i) les forces membranaires se développent principalement dans la dalle des planchers mixtes tandis que des efforts de traction limités se développent dans les poutres mixtes et (ii) l'activation de ces

forces membranaires nécessite beaucoup moins de capacité de déformation au niveau des poutres. En conséquence, l'activation du chemin de charge alternatif dans les planchers mixtes nécessitera (i) des poutres mixtes avec un niveau minimum de ductilité à leurs extrémités pour permettre le développement d'un mécanisme plastique et (ii) une dalle collaborante avec des dispositions constructives appropriées, en particulier en termes de renforcement.

Comme mentionné précédemment, les poutres mixtes seront principalement soumises à des moments fléchissants, les efforts de traction se développant dans les poutres étant limités. En conséquence, la ductilité au niveau des extrémités des poutres mixtes n'est requise que sous moments fléchissants. Quatre situations peuvent être rencontrées en pratique, selon la nature des assemblages aux extrémités des poutres mixtes :

- *Des assemblages sur-résistants sont utilisés et donc la ductilité est requise au niveau des poutres mixtes.* L'objectif étant de développer un mécanisme plastique avec une capacité de déformation minimale, l'utilisation de sections transversales de classe 1 sous moments positif et négatif est recommandée.
- *Des assemblages à résistance partielle sont utilisés et donc la ductilité est requise au niveau des assemblages.* Dans une telle situation, il est fait référence à la section 2.2 où des recommandations relative au dimensionnement sont fournies pour assurer un niveau minimum de ductilité aux assemblages à résistance partielle.
- *Des assemblages simples sont utilisés et donc un niveau minimum de capacité de rotation est requis au niveau des assemblages simples.* Dans une telle situation, référence est à nouveau faite à la section 2.2 où des recommandations de dimensionnement sont fournies afin d'assurer un niveau minimum de capacité de rotation aux assemblages simples.
- *Des assemblages pleinement résistant sont utilisés et donc une ductilité est requise au niveau des assemblages et des poutres.*

Concernant la dalle collaborante, différentes solutions peuvent être envisagées : dalle béton armé entièrement coulée sur place, dalle béton armé utilisant des éléments préfabriqués en béton ou dalles mixtes. Aucune recommandation de dimensionnement ou détail constructif spécifique n'est fourni dans le projet d'Eurocode 4 (EN 1994-1-2, 2005) permettant de garantir l'activation des forces membranaires dans la dalle. Toutefois des exigences minimales sont données dans l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2005), plus précisément à la section 9.10.2, afin de doter le plancher d'un système de chaînage. Ainsi, pour les planchers mixtes, il est ici suggéré de suivre les exigences minimales de l'Eurocode 2. L'application de cette recommandation peut être vue comme l'application d'une méthode de chaînage prescriptive spécifique aux planchers mixtes.

Pour les dalles en béton armé collaborantes coulées sur site, les exigences susmentionnées de l'Eurocode 2 peuvent directement être appliquées. Pour les dalles collaborantes utilisant des éléments préfabriqués en béton, des règles spécifiques, venant s'ajouter aux exigences précitées de l'Eurocode 2, sont proposées dans (CEN/TC250/SC4, 2020) pour assurer un bon ancrage des dalles à leurs supports (voir Figure 35).

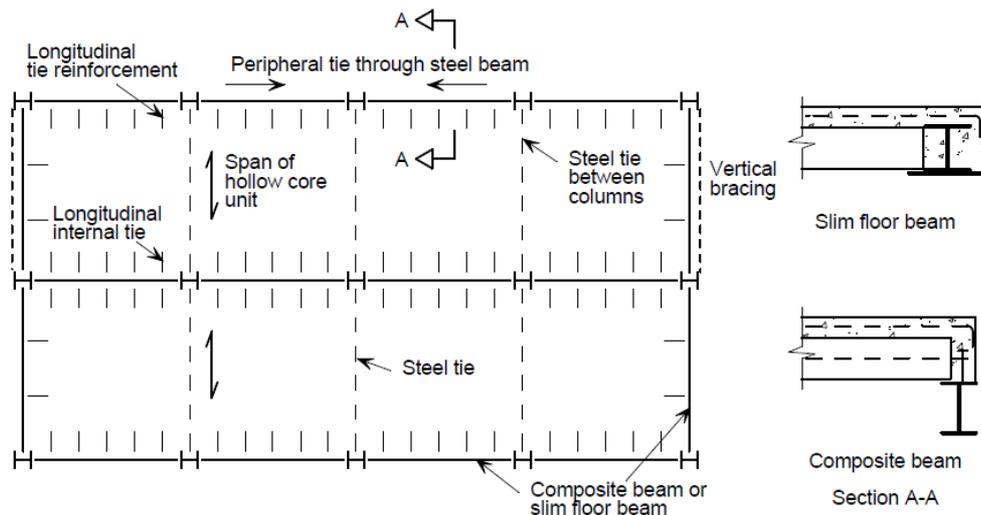


Figure 35. Action des tirants dans la dalle de plancher à l'aide de dalles préfabriquées (d'après N 2040, 2020)

Pour les dalles mixtes collaborantes, aucune recommandation spécifique n'est encore disponible. Grâce à des essais récemment réalisés à l'Université Politehnique de Timisoara (Dinu et al., 2015), il a été démontré qu'un décollement entre les dalles mixtes et le tablier métallique peut se produire lorsque des déformations importantes se développent qui pourraient limiter la possibilité de développer des forces membranaires importantes dans la dalle mixte. Cela nécessite des recherches supplémentaires afin de proposer des détails constructifs appropriés pour éviter ce décollement et ainsi activer efficacement la dalle en cas de scénario de perte de colonne.

### 5.3.1.1.3 Nouvelle méthode proposée par la PT 2 CEN TC250 du groupe de travail 6

Dans (CEN/TC250/WG6, 2020), une nouvelle méthode développée par B. Izzuddin et présentée comme une alternative à la méthode prescriptive de chaînage, actuellement recommandée dans l'EN 1991-1-7 est proposée. Cette méthode permet une meilleure prédiction des efforts de traction à reprendre par les éléments de chaînage en cas de scénario de perte de colonnes, en tenant compte des niveaux variables de ductilité, de la typologie du plancher et des effets dynamiques possibles. La formulation générale pour le calcul de la force de traction minimale à reprendre est la suivante :

$$T \geq \eta \cdot \rho \cdot \left( \frac{i_f}{\bar{\alpha}} \right) \cdot P \quad (23)$$

Où :

- $T$  est la force de traction que doit reprendre l'élément de raccord considéré ;
- $\eta$  est un coefficient d'amplification pour tenir compte des effets dynamiques possibles ;
- $\rho$  est un facteur de réduction pour tenir compte de différents effets tels que l'écroutissage et l'interaction entre l'effort de traction et le moment fléchissant;
- $i_f$  est un facteur d'intensité de la force de chaînage dépendant du système considéré ;
- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0.2}$  est un coefficient pour tenir compte de la capacité de rotation de la corde  $\alpha$  (en rad) pour différentes typologies structurelles ;
- $P$  est une charge équivalente pour tenir compte des charges appliquées au plancher considéré.

Cette formulation se présente comme une formule « universelle » utilisable quels que soient les matériaux utilisés et la typologie structurelle. Elle nécessite une caractérisation appropriée des coefficients constitutifs. Dans (CEN/TC250/WG6, 2020), différentes valeurs de  $i_f$  et  $P$  sont proposées pour les poutres à double travée, pour le chaînage de dalles portant dans 2 directions et pour le

chaînage de dalles fléchissantes dans une direction soumises à différents cas de charge. Pour le calcul de  $\alpha$ , il est clairement indiqué que la capacité de rotation à calculer n'est pas celle correspondant à la ductilité en rotation, c'est-à-dire la rotation au cours de laquelle l'élément de structure est capable de reprendre sa résistance plastique, mais celle correspondant à la ruine de l'élément structurel. Cependant, à ce jour, aucune méthode simple à appliquer n'est disponible pour prédire une telle capacité de rotation, en particulier pour les structures en acier et mixtes. Néanmoins, dans le cas d'assemblages à résistance partielle, les valeurs de la ductilité de rotation prédites en utilisant la recommandation de la section 2.2.3 peuvent être utilisées en toute sécurité pour  $\alpha$ . Il est également précisé que la formulation proposée est valable si un niveau minimum de capacité de rotation  $\alpha_{\min}$  est disponible. Les critères pour la définition des valeurs  $\alpha_{\min}$  sont proposés dans (CEN/TC250/WG6, 2020).

Pour l'amplification dynamique  $\eta$ , il est mentionné qu'en l'absence d'information, la valeur la plus réaliste est de considérer  $\eta = 2$ . Ceci peut être vu comme une estimation sécuritaire de ce coefficient. Des formulations pour calculer des valeurs plus affinées de ce coefficient sont également proposées dans (CEN/TC250/WG6, 2020).

De plus, cette méthode est fondée sur des hypothèses concernant le comportement de la structure environnante et il est recommandé de vérifier cette dernière sous les efforts de chaînage et de vérifier si elle présente une rigidité suffisante sous l'action des efforts de chaînage car la formulation proposée est basée sur l'hypothèse que la rigidité horizontale aux extrémités des éléments de chaînage est élevée. Dans (CEN/TC250/WG6, 2020), des critères pour vérifier si cette rigidité est suffisante sont fournis. Pour les structures dans lesquelles il est possible d'activer des effets de diaphragme, on peut supposer que ces critères sont satisfaits.

Comme on peut le constater à travers cette brève description, cette méthode nécessite la caractérisation de différents paramètres et, en particulier, l'analyse de la structure environnante. C'est la raison pour laquelle cette méthode peut être vue comme une méthode hybride combinant des critères prescriptifs et des approches analytiques.

#### 5.3.1.2 Tirants verticaux

Le tirant vertical permet une redistribution des efforts grâce au développement de chemins de charge alternatifs, comme illustré à la figure 36. Le comportement d'un tirant vertical est principalement régi par la capacité en traction des couvre-joints de colonnes. Par conséquent, les couvre-joints doivent pouvoir résister aux efforts de traction pouvant survenir suite à la perte d'une colonne porteuse, afin de s'accrocher aux étages supérieurs et de redistribuer la charge sur le reste de la structure non endommagée.

Dans l'Eurocode 1 Partie 1-7 (EN 1991-1-7, 2006), des exigences sur les tirants verticaux sont données:

- toutes les colonnes de la structure doivent être liées en continu de la fondation au toit ;
- le tirant doit être reprendre un effort de traction correspondant à la plus grande réaction verticale appliquée à la colonne et calculée sous charge permanente et variable de dimensionnement en considérant des conditions normales de dimensionnement.

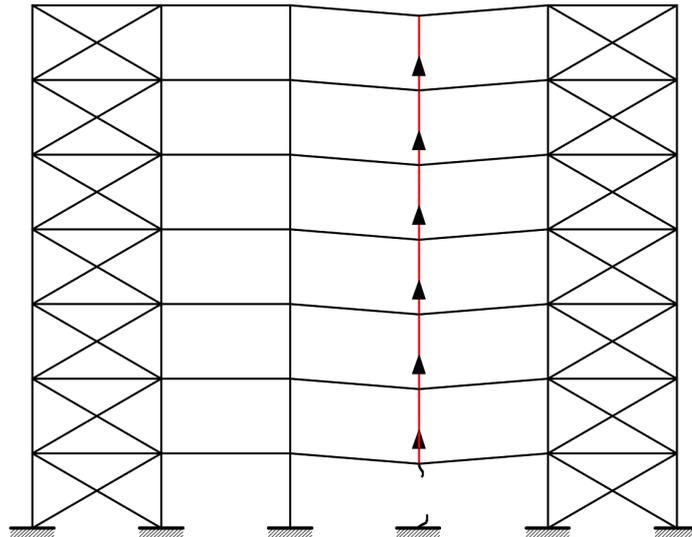


Figure 36. Chemins de charge alternatifs développés par tirant vertical

Le contrôle des couvre-joints de colonnes soumises à des efforts de traction n'est pas explicitement couvert dans les Eurocodes. Des règles sont proposées en Annexe A.1 pour la caractérisation des assemblages sous charges de traction.

### 5.3.2 Méthodes analytiques

Dans la présente section, différentes approches analytiques seront proposées avec différents niveaux de sophistication, des plus simples aux plus avancées. Les approches les plus simples sont fondées sur des hypothèses qui permettent une estimation sécuritaire de la réponse structurelle exposée à un scénario de perte de colonne en comparaison aux méthodes les plus avancées, qui permettent une prédiction plus précise.

Cette section se concentrera d'abord sur la contribution possible de la dalle. Ensuite, des méthodes analytiques simplifiées seront proposées pour différentes typologies structurelles. Enfin, une méthode analytique plus avancée sera brièvement abordée.

Mais avant d'aborder ces sujets, une remarque préliminaire importante doit être faite. Dans les sections 5.3.2.2 (méthodes d'analyse simplifiées pour les structures avec des assemblages nominaleme nt articulés), 5.3.2.3 (méthodes d'analyse simplifiées pour les structures avec des assemblages partiellement résistants) et 5.3.2.4 (méthodes d'analyse simplifiées pour les structures avec des assemblages sur-résistants), on suppose la présence de dalles en béton agissant comme des diaphragmes efficaces à chaque niveau d'étage. En conséquence, la partie indirectement affectée peut être supposée infiniment rigide dans la direction horizontale, ce qui induit une distribution égale des efforts membranaires dans les étages situés au-dessus du poteau perdu. Dans les structures où cette condition n'est pas satisfaite, efforts membranaires se répartissent entre ces étages en fonction de leurs rigidités latérales relatives

Dans une telle situation, des modèles plus avancés sont nécessaires et on peut se référer à la section 5.3.2.5 (approche analytique avancée) ou aux sections 5.3.3 et 5.3.4 (approches numériques). Des modes de ruine spécifiques liés à cette rigidité variable dans le sens de la hauteur de la partie indirectement affectée peuvent alors apparaître et devront être vérifiés. Ils ont été illustrés sur la figure 32 :

- le développement d'un mécanisme plastique global dans la partie indirectement affectée sous l'action des forces membranaires transférées par le DAP au PEI de la structure ;

- le flambement sous effort axial de compression des poutres supérieures du DAP suite à un éventuel développement progressif, dans l'ensemble de la structure, d'un effet de voûte induit par la déformabilité latérale de la partie gauche du PEI de la structure.

Enfin, il faut noter que la vérification de la résistance au flambement des colonnes du PEI adjacentes à la colonne perdue (voir Figure 32) devra être réalisée dans tous les cas, quelle que soit la rigidité du PEI. Cette vérification sera effectuée en supposant une surcharge individuelle de ces colonnes, suite à l'événement, égale à la moitié de  $N_{I0,design}$  in 2D dans les structures 2D, et au quart de  $N_{I0,design}$  dans les structures 3D.

#### 5.3.2.1 Contribution de la dalle

Comme mentionné dans la section 5.1, les dalles peuvent jouer un rôle clé dans le comportement d'une structure soumise à la perte d'une colonne.

Cet événement conduit, pour les dalles situées au-dessus de la colonne perdue, à la perte d'un de leurs appuis verticaux et donc à une augmentation significative de leur portée et au développement de flèches importantes.

Le comportement des dalles en béton armé soumises à de grandes déplacements est étudié depuis de nombreuses années et des modèles avec différents degrés de complexité ont été proposés dans la littérature. La plupart d'entre eux reposent sur une application préliminaire de la théorie bien connue des lignes de rupture au premier ordre proposée par Johansen (Hognestad, 1953). Cette théorie nécessite d'abord de sélectionner un mécanisme de ruine plastique cinématiquement admissible dans la dalle, puis, en appliquant le principe des travaux virtuels, de calculer la résistance plastique qui constitue une borne supérieure de la charge limite. Lorsque la charge plastique est atteinte, on suppose que les fissures et la courbure de la dalle sont concentrées le long de ces lignes de rupture (voir les exemples de la Figure 37). Les blocs entourés par ces lignes de rupture sont supposés ne pas se déformer (modèle rigide plastique), et tourner tel un corps rigide autour de ces lignes de rupture. La géométrie et la position des lignes de rupture est affecté par plusieurs paramètres, tels le moment plastique des sections transversales de la dalle, les conditions d'appui et la géométrie de la dalle. Les modèles initialement proposés pour les dalles en béton armé peuvent être étendus facilement et en toute sécurité aux dalles mixtes en ne considérant que la contribution des dalles en béton armé situées au-dessus des nervures, c'est-à-dire en négligeant les contributions de la tôle d'acier et du béton à l'intérieur des nervures. Cette procédure s'applique que les dalles sont connectées ou non aux poutres en acier. Toutefois la présence d'une dalle connectée peut influencer la répartition des lignes de rupture. Dans la figure 37, le modèle de gauche s'applique aux deux situations tandis que celui de droite représente un modèle de lignes de rupture possible uniquement en l'absence de poutres connectées.

En appliquant cette théorie aux dalles situées au-dessus de la colonne perdue, une force surfacique ultime au sens du calcul plastique est calculée et doit être comparée à la force par unité de surface appliquée (pour une combinaison accidentelle). Si cette charge plastique est supérieure à celle appliquée à chaque étage au-dessus de la colonne perdue, les dalles sont capables elles-mêmes de reprendre les charges accidentelles appliquées et, par conséquent, la structure peut être considérée comme robuste. Si ce n'est pas le cas, des mécanismes plastiques se formeront dans les dalles et d'autres mécanismes structurels devront être activés pour que la structure puisse survivre au scénario de perte de colonne.

Dans ce cas, une première possibilité est d'activer des effets membranaires. En cas de perte d'une colonne interne, la méthode développée par Bailey (Bailey, 2001) peut-être utilisée. Dans son travail, Bailey a étudié la capacité portante des dalles orthotropes non retenues latéralement avec une seule

nappe de renforcement, en se référant à une méthode d'équilibre et en prenant compte les forces membranaires. En appliquant cette méthode, la capacité de portante de la dalle peut être évaluée. Dans le cadre du projet RFCS RobustImpact (Kuhlmann et al., 2017), l'efficacité de la méthode combinée Johansen/Bailey a été testée sur différents scénarios de perte de colonne. Les résultats ont été comparés, favorablement, avec les résultats d'un modèle EF. Comme alternative, des outils numériques peuvent également être utilisés pour prédire la réponse des dalles en béton, mais cela sort du cadre de la présente section consacrée aux approches analytiques. On peut se référer à la Section 5.3.4 pour cette alternative.

Lorsqu'une colonne externe est perdue, la contribution provenant du développement du mécanisme plastique dans une dalle peut être prise en compte en considérant les lignes de rupture illustrées à la figure 38. Cependant, la possibilité d'activer les forces membranaires est très limitée et peut donc être négligée.

Les possibilités d'activer dans la dalle d'autres mécanismes contribuant à la robustesse structurelle autres que celles fournies par le mécanisme de ruine et les effets membranaires dépendent fortement de la configuration du plancher et plus globalement de la structure. Ces possibilités seront abordées dans les sous-sections suivantes pour différentes typologies structurelles.

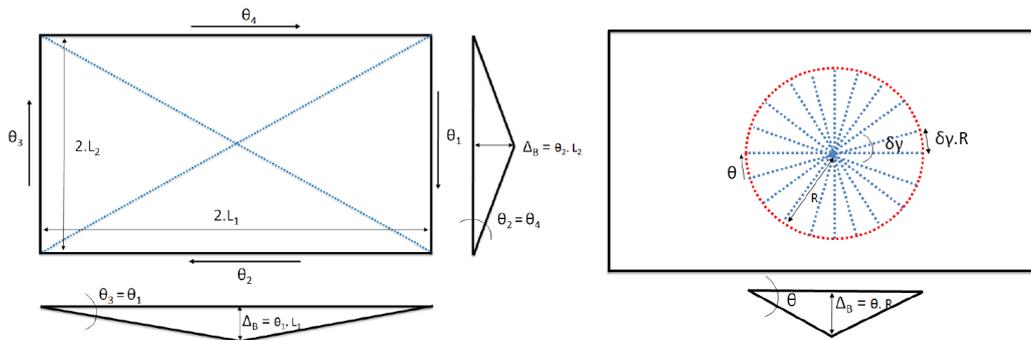


Figure 37. Exemples de mécanismes de ruine pour une perte de colonne interne (Lemaire 2010)

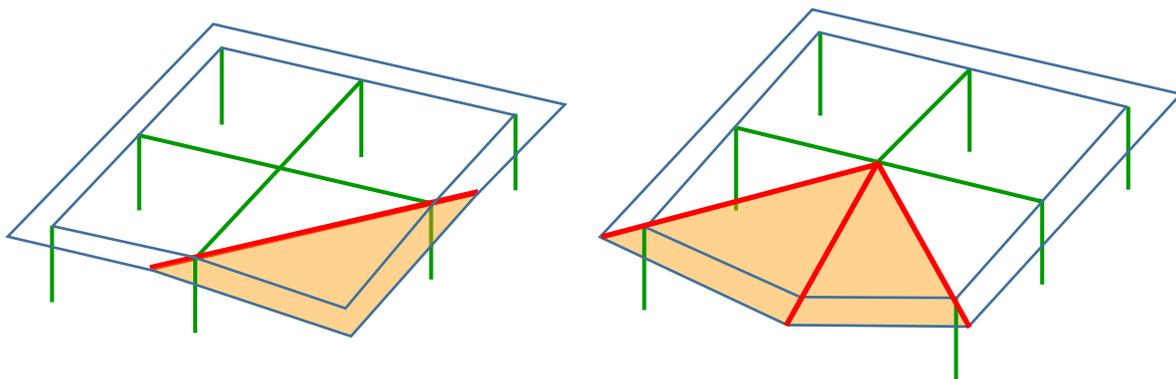


Figure 38. Examples of failure mechanisms for an external column loss

### 5.3.2.2 Méthodes analytiques simplifiées pour les structures à assemblages simples

Si les dalles ne sont pas capables de reprendre les charges associées au scénario de perte de colonnes (voir Section 5.3.2.1), il reste à vérifier l'éventuelle contribution de la structure métallique porteuse (voir Section 5.3). Puisque des assemblages sont placés aux extrémités des poutres, aucune contribution à la robustesse du "mécanisme plastique" ne peut-être attendue, et la possibilité de développer des effets d'arc de poutre est également assez discutable. Mais d'un autre côté, des déplacements importants peuvent se produire dans le système structurel, entraînant des efforts membranaires potentiellement élevés.

Cependant, la contribution résultant de l'activation de ces forces membranaires ne peut pas être additionnée à celle de la dalle. En effet, comme évoqué plus haut, l'activation des efforts membranaires dans les poutres n'est possible que pour des déplacements importants qui ne sont pas compatibles avec la capacité de déformation de la dalle. En conséquence, l'objectif final ici est donc d'explorer si un équilibre entre les forces membranaires ainsi activées dans les poutres uniquement et la charge associée à la perte de la colonne ne peut-être trouvé ; comme expliqué ci-après.

Le développement des forces membranaires dépend fortement de la rigidité  $K_{H,t}$  de la partie indirectement affectée (voir Section 5.3). Si cette rigidité est très faible, des efforts de membrane négligeables se développeront dans la partie directement affectée et la structure sera donc considérée comme "non-robuste". D'autre part, si cette rigidité est importante, des forces membranaires importantes se développeront et un nouvel état d'équilibre pourra être trouvé en configuration déformée.

Si la dalle a été initialement conçue pour fonctionner en diaphragme, elle peut-être supposée rigide dans son plan. En conséquence, la valeur de la raideur  $K_{H,t}$  de la partie indirectement affectée introduite au paragraphe 5.3 peut-être prise comme infinie, les extrémités de la partie directement affectée étant totalement fixes dans la direction horizontale. En effet, lorsque ces extrémités de poutres se déplacent horizontalement, la structure entre en contact direct avec les dalles des différents étages ; ces contacts empêchent ces extrémités de bouger en activant la dalle en compression dans son plan. Sur la base de cette hypothèse, la réponse de la structure suite à une perte de colonne peut-être facilement prédite en utilisant les théorèmes statique et cinématique, c'est-à-dire en utilisant les équations d'équilibre et en exprimant la compatibilité du déplacement.

Un exemple est donné pour les portiques 2D à assemblages nominalelement articulés illustrés à la figure 39 dans lesquels les dalles de béton faisant office de diaphragmes sont placées à chaque niveau de plancher. Pour cette ossature, les efforts membranaires  $T_{poutre}$  se développant dans les poutres de la partie directement affectée peuvent être prédits en se référant au sous-système illustré à la figure 39. Du fait de la présence des dalles à chaque étage (valeur infinie de  $K_{H,t}$ ), la même force de traction se développe dans toutes les poutres (supposées être les mêmes à chaque étage) de la partie directement affectée. En conséquence, chaque double poutre résistera de la même manière à la force  $N_{(l_0, dimensionnement)}$ , la charge axiale qui est initialement présente dans la colonne avant l'événement et qui peut-être évaluée sous la combinaison de charges accidentelles (EN 1990, 2002). Par conséquent, le comportement de la charpente peut enfin être étudié à l'aide du sous-système de la figure 39 soumis à une force  $N_{(l_0, dimensionnement)}/n_{st}$ ,  $n_{st}$  étant le nombre d'étages activés dans la partie directement touchée.

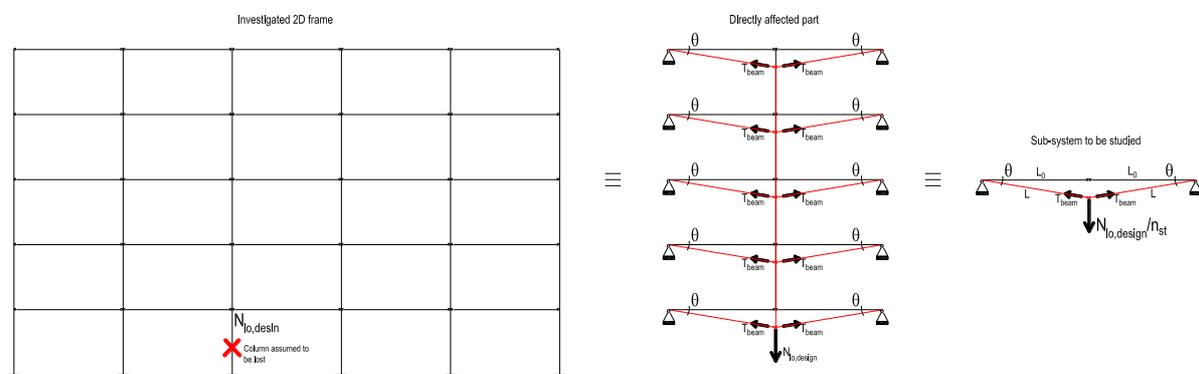


Figure 39. Approche analytique simplifiée - d'un portique 2D à un modèle de sous-système

Pour le sous-système ainsi défini, les équations suivantes peuvent être écrites sur la base de considérations géométriques et d'équilibre:

$$\frac{N_{l_0, dimensionnement}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{poutre} \cdot \sin \theta \quad (24)$$

$$L = L_0 / \cos \theta \quad (25)$$

où  $L$  est la longueur des poutres individuelles dans le système en configuration déformée et  $L_0$  est leur longueur initiale. Dans le domaine élastique, l'allongement des poutres est lié à la force de traction qu'elles subissent:

$$\Delta L = L - L_0 = T_{poutre} \cdot \frac{L_0}{E \cdot A} \quad (26)$$

où  $E$  est le module d'Young du matériau de la poutre et  $A$  est l'aire de la section transversale de la poutre.

Remplaçant  $L$  par  $L_0 / \cos \theta$  dans cette équation, un système de deux équations à deux inconnues,  $T_{poutre}$  et  $\theta$ , est obtenu:

$$\frac{N_{l_0, dimensionnement}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{poutre} \cdot \sin \theta \quad (27)$$

$$T_{poutre} = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \cdot E \cdot A \quad (28)$$

En résolvant ce système d'équation, il est ainsi possible de prédire (i) la charge de traction  $T_{poutre}$  à reprendre par les poutres et les assemblages à leurs extrémités et (ii) la demande en capacité de rotation  $\theta$  pour des assemblages simples.

Comme mentionné précédemment, on suppose que les poutres de la partie directement affectée restent dans le domaine élastique ; en conséquence, il est nécessaire de vérifier si ces poutres soumises à des moments fléchissants (provenant de la charge de gravité) et à la force de traction  $T_{poutre}$  restent élastiques. Pour la vérification des assemblages simples tant en termes de résistance (sous  $T_{poutre}$ ) que de capacité de rotation ( $\theta$ ), on peut se référer respectivement aux Sections A.5.1 et A.2.

Ce modèle peut-être facilement étendu aux structures 3D comme indiqué dans la section A.7.

Si la partie indirectement affectée ne peut pas être considérée comme infiniment rigide, alors les forces de membrane seront réparties entre les étages au-dessus de la colonne perdue en fonction des rigidités latérales relatives des étages. Dans une telle situation, des modèles plus avancés sont nécessaires et on peut se référer à la Section 5.3.2.5 (approche analytique avancée) ou aux Sections 5.3.3 et 5.3.4 (approches numériques).

### 5.3.2.3 Méthodes d'analyse simplifiées pour les structures à assemblages partiellement résistants

Si des assemblages partiellement résistants sont utilisés aux extrémités des poutres, le scénario de perte de colonne se traduira d'abord par le développement d'un mécanisme plastique dans la partie directement affectée (voir Section 5.1) avec des rotules plastiques se formant au niveau des assemblages partiellement résistants. L'effort plastique associée à la formation d'un mécanisme plastique dans une poutre avec assemblage partiellement résistant (Figure 40) est obtenue à l'aide de l'équation suivante (en supposant que les assemblages aux extrémités de la poutre sont les mêmes) :

$$N_{pl,i} = \frac{2 \cdot M_{Rd,i}^- + 2 \cdot M_{Rd,i}^+}{L} \quad (29)$$

où  $M_{Rd,i}^-$  est la moment plastique de calcul de l'assemblage partiellement résistant aux extrémités de la poutre  $i$  sur appuis tandis que  $M_{Rd,i}^+$  est celui sous moment positif.

Cette formule peut être utilisée pour les poutres de chaque étage au-dessus de la colonne perdue et la somme des valeurs  $N_{pl,i}$  correspond à la charge plastique  $N_{pl}$  nécessaire pour former un mécanisme plastique dans la partie directement affectée:

$$N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (30)$$

Si la valeur ainsi obtenue de  $N_{pl}$  est supérieur à  $N_{lo,dimensionnement}$  (voir Section 5.3.2.2), alors les poutres de la partie directement affectée peuvent supporter la perte de colonne et la structure est réputée robuste.

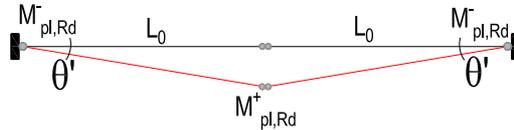


Figure 40. Mécanisme plastique de poutre se développant dans une poutre avec des assemblages à résistance partielle

Dans le cas contraire, la contribution des poutres (Equation (31)) peut-être cumulée avec la contribution résultant du développement d'un mécanisme plastique dans les dalles (voir Section 5.3.2.1). Celui-ci doit ici être évalué en appliquant une charge transversale ponctuelle sur la dalle au niveau de la colonne perdue. Pour cette condition de chargement spécifique, une charge ponctuelle  $N_{pl,dalle,i}$  associée à la formation d'un mécanisme plastique dans la dalle à chaque étage  $i$  peut être calculée en utilisant la théorie de Johansen (voir Section 5.3.2.1). Enfin, la charge plastique  $N_{pl,dalle}$  correspondant à la formation d'un mécanisme plastique dans toutes les dalles de la partie directement affectée s'écrit:

$$N_{pl,dalle} = \sum_i N_{pl,dalle,i} \quad (31)$$

Si  $N_{pl} + N_{pl,dalle}$  est supérieur à  $N_{lo,dimensionnement}$  (voir Section 5.3.2.2), alors les poutres et les dalles de la partie directement affectée peuvent supporter la perte de colonne et la structure peut être considérée robuste.

Dans le cas contraire, il est nécessaire de rechercher d'autres contributions possibles. L'activation de ces contributions dépend fortement de la nature du mode de rupture au niveau des assemblages à résistance partielle comme expliqué ci-dessous.

Si le mode de rupture est associé à des composants en traction, en flexion ou en cisaillement, cela signifie que les composants en compression (âme de colonne en compression ou semelle de poutre et âme en compression) n'ont pas encore atteint leur résistance plastique. Dans de telles conditions, un effet d'arc peut être mobilisé dans les poutres de la partie directement affectée, comme illustré schématiquement sur la figure 41, dès que le mécanisme plastique est formé. Cet effet d'arc (i) empêche l'apparition de déplacements verticaux importants au sein de la partie directement affectée et (ii) permet la mobilisation de mécanismes de résistances supplémentaires dans le système. Cet effet d'arc disparaît lorsque la résistance de la rangée en compression à l'une des extrémités de la poutre

représentant les membres d'arc ( $F_{rd,c}$  – voir Figure 41 dans laquelle on suppose que les assemblages aux extrémités des poutres sont les mêmes) est atteinte.

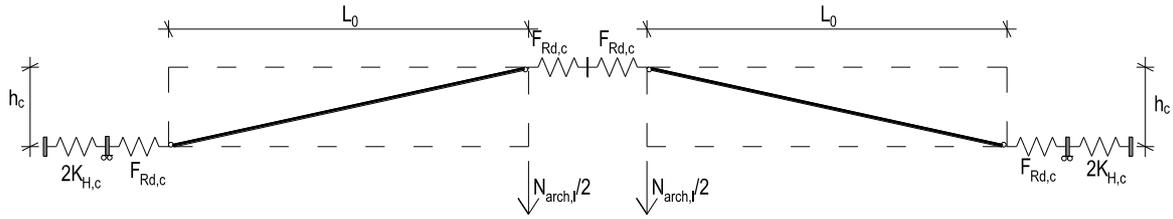


Figure 41. Vue schématique de l'effet d'arc dans une poutre de la partie directement affectée

Pour prédire les forces supplémentaires qui peuvent être mobilisées par cet effet d'arc, la procédure suivante est appliquée dans laquelle on suppose que la rigidité de la partie indirectement affectée  $K_{H,c}$  est infinie (voir Figure 41). La procédure proposée peut-être adaptée à d'autres situations mais nécessitera des modèles analytiques plus affinés décrits à la section 5.3.2.5.

La première étape consiste à évaluer le déplacement vertical  $\Delta_{pl,i}$  des poutres à chaque niveau d'étage  $i$ , lorsque le mécanisme de poutre s'est formé. La valeur correspondante, obtenue au moyen d'une analyse au second ordre, est égale à:

$$\Delta_{pl,i} = \frac{N_{pl,i} \cdot (2 \cdot L_0)^3}{192 \cdot E \cdot I_{y,i}} + L_0 \cdot \frac{\tan\left(\frac{M_{Rd,i}}{S_{j,ini,i}}\right)}{\eta} \quad (32)$$

où  $E$  est le module de Young de l'acier,  $I_{y,i}$  est le moment d'inertie des poutres,  $M_{Rd,i}$  - la résistance à la flexion de l'assemblage aux extrémités des poutres,  $S_{j,ini,i}$  - la rigidité initiale de l'assemblage, les trois valeurs au niveau  $i$ .  $\eta$  est le coefficient de modification de rigidité tel que défini dans le tableau 5.2 de (EN 1993-1-8 2005).

Cette équation est valable pour des poutres en acier avec des assemblages présentant la même rigidité et résistance sous moment positifs et moment négatifs à chaque extrémité, mais elle peut-être adaptée à d'autres configurations.

Lorsque le mécanisme plastique se forme dans les poutres au niveau  $i$ , les ressorts horizontaux de la figure 41 représentant les composantes en compression sont déjà soumis à une force  $F_t$  (correspondant à la somme des efforts de traction dans les rangées en traction, par souci d'équilibre horizontal au sein des assemblages). En conséquence, ces ressorts présentent un raccourcissement égal à:

$$\delta_{c,el} = \frac{F_t}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (33)$$

où  $k_{eff,c}$  est le coefficient de raideur efficace de la rangée en compression calculé selon la section 6.3.3.1 de (EN 1993-1-8 2005).

La position de l'arc lorsque le mécanisme plastique se forme dans la poutre est illustrée en orange sur la Figure 42. La longueur de l'arc  $L_D$  à ce moment est égal à:

$$L_D = \sqrt{(L_0 + 2\delta_{c,el})^2 + (h_c - \Delta_{pl,i})^2} \quad (34)$$

La résistance de l'effet d'arc est atteinte lorsque la résistance de la rangée de l'assemblage en compression  $F_{Rd,c}$  est atteinte, ce qui correspond à une déformation au niveau de la rangée de l'assemblage en compression égale à :

$$\delta_{c,pl} = \frac{F_{Rd,c}}{k_{eff,c} \cdot E} \quad (35)$$

et à une inclinaison de l'élément arc  $\theta$  (voir Figure 42) égale à :

$$\theta_r = \text{AcOS} \left( \frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl} + \delta_K}{L_D} \right) = \text{AcOS} \left( \frac{L_0 + 2 \cdot \delta_{c,pl}}{L_D} \right) \quad (36)$$

où  $\delta_K = \frac{F_{Rd,c} - F_t}{K_{H,c}}$  est le déplacement horizontal de la partie indirectement affectée ; il est ici égal à 0 car  $K_{H,c}$  est supposée infinie. Dans cette équation, il est raisonnablement supposé que la longueur de l'élément d'arc  $L_D$  reste constant. Il faut souligner que le ressort horizontal reflétant le comportement de la partie indirectement affectée n'est activé que lorsque le mécanisme plastique est formé, c'est-à-dire lorsque l'effet d'arc se développe. En effet, avant la mise au point du mécanisme plastique, aucun effort horizontal n'est reporté sur cette partie car les poutres ne travaillent qu'en flexion.

Connaissant cette valeur de  $\theta_r$ , la contribution provenant de l'effet d'arc  $N_{Arc,i}$  est finalement obtenue en exprimant l'équilibre horizontal du système :

$$N_{Arc,i} = 2 \cdot \text{Tan}(\theta_r) \cdot (F_{Rd,c} - F_t) \quad (37)$$

Evidemment, si la résistance de l'assemblage aux extrémités des poutres est associée à une composante en compression,  $F_t$  est égale à  $F_{Rd,c}$  (par souci d'équilibre) et ainsi, aucun effet d'arc ne peut être mobilisé au niveau  $i$  ( $N_{Arc,i} = 0$ )

Cette contribution ne peut-être prise en compte que si l'arc soumis à une compression égale à  $N_{Arc,i} / \cos(\theta_r)$  est capable de reprendre cette force. La résistance de l'arc peut être raisonnablement supposée égale à la résistance de la poutre en compression  $N_{b,Rd}$ . Si la résistance de l'arc est atteinte,  $N_{Arc,i}$  peut donc être considéré sans risque comme égal à  $N_{b,Rd} \cdot \cos(\theta_r)$  Il en va de même pour la partie indirectement affectée qui doit-être capable de reprendre une charge horizontale égale à  $(F_{Rd,c} - F_t)$ .

Enfin, la contribution de cet effet d'arc  $N_{Arc}$  pour la partie directement affectée est égal à :

$$N_{Arc} = \sum_i N_{Arc,i} \quad (38)$$

Cette contribution peut être cumulée à celles résultant des mécanismes plastiques des poutres et des dalles car l'activation de cet effet d'arc nécessitait des capacités de déformation limitées.

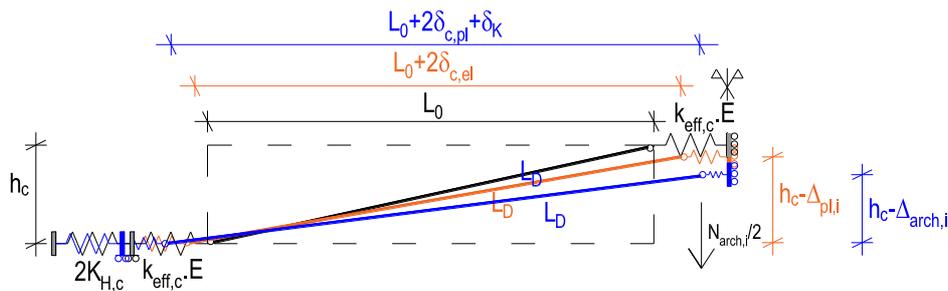


Figure 42. Positions de l'arc tendu lors de la perte de la colonne

En conséquence, si  $N_{pl} + N_{pl,dalle} + N_{Arc}$  est supérieur à  $N_{Io,dimensionnement}$  (voir Section 5.3.2.2), la structure peut-être supposée robuste.

Si ce n'est pas le cas, des déplacements verticaux importants de la partie directement affectée se développeront dès que cet effet d'arc sera dépassé. Avec l'apparition de ces déplacements verticaux, on peut prévoir le développement de forces membranaires au sein de la partie directement affectée mais cette nouvelle contribution  $N_{membrane}$  ne peut-être additionnée aux contributions de l'effet d'arc (qui disparaissent après la formation du mécanisme) et du mécanisme plastique de la dalle (qui disparaît lorsque des déformations importantes sont atteintes, du fait de sa capacité de déformation réduite). En conséquence, cette contribution est intéressante si :

$$N_{pl} + N_{membrane} > N_{Io,dimensionnement} > N_{pl} + N_{pl,dalle} + N_{Arc} \quad (39)$$

La prédiction de la contribution  $N_{membrane}$  nécessite d'effectuer une analyse au second ordre. De plus, il faut tenir compte de l'interaction M-N (voir Section 2.2.1) dans les assemblages à résistance partielle (voir A.1), ce qui nécessite l'adoption de méthodes de dimensionnement avancées. On peut se référer aux sections 5.3.2.5, 5.3.3 ou 5.3.4 où des méthodes de dimensionnement analytique et numérique avancées sont également proposées. Cependant, il faut rappeler que le développement de grands déplacements dans le système nécessite des capacités de déformation importantes au niveau des assemblages à résistance partielle (soumis à l'interaction M-N). Malheureusement, dans une telle situation, une capacité de déformation suffisante n'est pas présente dans la plupart des assemblages classiques.

#### 5.3.2.4 Méthodes simplifiées pour les structures avec assemblages à pleine résistance

Dans de telles structures, lorsque le mécanisme plastique de poutre se forme, les rotules se développent dans les poutres et non dans les assemblages. En conséquence, les formules pour tenir compte de cette contribution spécifique à la robustesse (traitées dans la section précédente) deviennent:

$$N_{pl,i} = \frac{2.M_{pl,Rd,i}^- + 2.M_{pl,Rd,i}^+}{L} \text{ and } N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \quad (40)$$

où  $M_{pl,Rd,i}^-$  est la moment plastique de calcul relatif aux sections de poutre du niveau  $i$  en zone de moment négatif et  $M_{pl,Rd,i}^+$  - celui en zone de moment positif.

Si la valeur ainsi obtenue de  $N_{pl}$  est supérieure à  $N_{Io,dimensionnement}$  (voir Section 5.3.2.2), alors les poutres de la partie directement affectée peuvent supporter la perte de colonne et la structure peut-être supposée robuste.

Si ce n'est pas le cas, la contribution éventuelle du « mécanisme plastique » de la dalle peut être pris en compte comme décrit dans la section 5.3.2.3. Si  $N_{pl} + N_{pl,dalle}$  est supérieur à  $N_{Io,dimensionnement}$  (voir Section 5.3.2.2), alors les poutres et les dalles de la partie directement affectée peuvent supporter la perte de colonne et la structure peut être supposée robuste.

Si elle n'est pas suffisante, la contribution « effet d'arc », décrite dans la section précédente, ne peut pas être activée ici. En effet, au fur et à mesure que les zones de plastification se développent au sein des sections des poutres, les deux parties des sections dans les rotules plastiques, respectivement en traction et en compression, sont plastifiées et donc la résistance associée à l'effet d'arc est égale à zéro.

En conséquence, la seule contribution supplémentaire qui peut être prise en compte est celle associée au développement d'effets de membrane dans les poutres appartenant à la partie directement affectée mais, comme indiqué dans la section précédente, cette contribution supplémentaire ne peut

être cumulée avec la contribution provenant du mécanisme plastique de la dalle car la demande en capacité de déformation au niveau des lignes de plastification serait trop élevée. Comme pour les structures à assemblages à résistance partielle, la prédiction de la contribution  $N_{membrane}$  nécessite l'adoption de méthodes de dimensionnement avancées. On peut se référer aux sections 5.3.2.5, 5.3.3 ou 5.3.4.

#### 5.3.2.5 Approche analytique avancée

Une approche analytique plus générale et détaillée a été développée par (Huvelle et al., 2015). Ce modèle permet de prédire la réponse structurelle d'une ossature 2D avec des assemblages nominaleme nt articulés, partiellement résistant ou sur-résistant lorsque des forces membranaires se sont développées dans la partie directement affectée suite à la formation de mécanismes plastiques de poutre dans le cas d'assemblages partiellement résistant ou sur-résistants. Les assemblages agissant aux extrémités des poutres.

Le modèle est fondé sur la définition d'une sous-structure et sur sa caractérisation, sous les hypothèses suivantes :

- une perte de colonne progressive (quasi-statique) est supposée ;
- les rotules plastiques peuvent se développer dans les sections des poutres ou dans les assemblages poutre-poteau ;
- toutes les colonnes sont constitués d'une même section, et il en est de même pour les poutres ;
- seule la perte des colonnes internes (c'est-à-dire les colonnes qui ne sont pas aux angles du bâtiment) est prise en compte ;
- aucune plastification ne se développe dans le reste de la structure, appelée partie indirectement affectée (c'est-à-dire que son comportement est supposé être infiniment élastique).

Grâce à l'approche analytique proposée, un ensemble de  $N$  équations avec  $N$  inconnues est obtenu et résolu à l'aide d'un solveur mathématique. Le résultat principal de cette approche est la prédiction de l'évolution du déplacement vertical de la partie directement affectée en fonction de la charge agissant dans la colonne défailante (identifié comme  $N_{membrane}$  dans les sections précédentes).

Des détails sur cette approche analytique avancée sont fournis à l'annexe A.8. Dans cette annexe, il est également expliqué comment ce modèle peut-être étendu pour prédire la réponse des structures à ossature 3D.

### 5.3.3 Approches numériques simplifiées

#### 5.3.3.1 Introduction

Dans cette section, nous présentons une approche numérique simplifiée pour l'évaluation de la résistance des structures de bâtiments à ossature acier à plusieurs étages vis-à-vis de la ruine progressive/diproportionné en utilisant la perte soudaine de colonne comme scénario de dimensionnement. La méthode offre un cadre quantitatif qui prend en compte la ductilité, la redondance, l'absorption d'énergie et les effets dynamiques. La simplicité de l'approche la rend directement applicable dans la pratique. De plus, elle permet une quantification de la robustesse structurelle pour les scénarios de perte soudaine de colonnes, contrairement aux méthodes prescriptives discutées dans la section 5.3.1.

Généralement, l'objectif du dimensionnement intégrant la robustesse est de s'assurer que tout dommage local résultant d'événements extrêmes imprévus ne provoque pas d'effondrement diproportionné. La perte soudaine de colonne, comme illustré à la figure 43 (Izzuddin et al., 2008),

représente un scénario de dimensionnement approprié, qui inclut les effets dynamiques qui peuvent être associés à la rupture des éléments verticaux lors d'événements extrêmes, tels que le souffle et l'impact. Par ailleurs, il est indépendant de l'événement. Ce scénario de dimensionnement n'est pas nécessairement identique, dynamiquement parlant, à l'endommagement de la colonne résultant d'une explosion ou d'un impact. Cependant, il peut fournir une borne supérieure sur les exigences de déformation structurelle qui est approchée à la limite lorsque le niveau de charge de souffle sur la colonne affectée devient très important (Gudmundsson et Izzuddin, 2010 ; Izzuddin, 2010). De plus, il peut capturer l'influence d'une rupture de colonne se produisant sur une durée relativement courte sur le temps de réponse de la structure. Par conséquent, il peut être considéré comme un test dynamique standard de robustesse structurelle et peut-être appliqué à divers autres événements dynamiques extrêmes via des facteurs de dimensionnement calibrés.

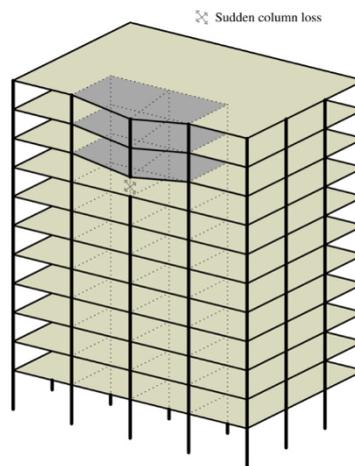


Figure 43. Portique à plusieurs étages dans un scénario de perte soudaine de colonne (Izzuddin et al., 2008)

### 5.3.3.2 Etat limite de robustesse

Pour un scénario de perte de colonne soudaine, une définition d'un état limite de robustesse est nécessaire, au-delà duquel les dommages locaux progressent vers un effondrement disproportionné au niveau structurel global. L'état limite de robustesse doit être basé sur la prévention de l'effondrement des étages supérieurs en cas de perte soudaine des colonnes et sur la garantie que les colonnes environnantes peuvent résister aux charges redistribuées. L'effondrement d'un seul étage peut entraîner des demandes onéreuses sur les étages inférieurs impactés qui doivent également supporter la charge de débris, ce qui augmentera à son tour la vulnérabilité de la structure à un effondrement progressif/dysproportionné. De plus, comme l'état limite de robustesse traite des événements accidentels rares et extrêmes, il est acceptable/raisonnable de permettre des déformations relativement importantes dans l'étage supérieur. Cela permettrait de mobiliser les effets bénéfiques des actions de compression et de traction de chaînette/membranaire qui ne sont normalement pas utilisées sous conditions de charge typiques afin d'obtenir un dimensionnement économique. Sinon, dimensionner des planchers pour résister aux charges gravitaires en l'absence de colonne porteuses en utilisant des méthodes conventionnelles basées sur des critères de résistance conduirait à des structures excessivement surdimensionnées pour des conditions de charge normales.

Dans l'approche actuelle, l'état limite de robustesse pour la perte soudaine de colonne est défini en termes de déformation dynamique maximale dans les étages supérieurs dépassant la limite de ductilité. Pour les structures en charpente d'acier ayant des assemblages nominaleme nt articulés ou à résistance partielle, la perte soudaine de colonnes peut entraîner une concentration notable de déformations dans les assemblages des étages supérieurs. Cette limite est à son tour basée sur la défaillance du premier composant, de sorte que la demande en ductilité à la réponse dynamique

maximale est égale à l'offre de ductilité dans l'un des assemblages. Ceci peut également être généralisé pour tenir compte des défaillances successives de plus d'un composant. Par conséquent, le cas le plus général d'un état limite de robustesse peut être défini en termes de niveau de charge gravitaire qui dépasse la résistance pseudo-statique maximale du système de plancher avant l'effondrement complet. Ceci constitue le principe sous-jacent de l'approche centrée sur la ductilité proposée, comme discuté dans les sections suivantes.

#### 5.3.3.3 *Etude de portique centrée sur un multi-niveau de ductilité*

La réponse d'une structure à plusieurs étages soumise à une perte soudaine de colonne est dynamique et fortement non linéaire impliquant des non-linéarités matérielles et géométriques considérables. L'état limite discuté en 5.3.3.2 est évalué en déterminant la réponse dynamique maximale de la structure sous charge gravitaire après un retrait soudain de la colonne, puis en évaluant si l'apport de ductilité fourni par l'assemblage est suffisant pour répondre aux demandes résultantes du scénario. L'analyse dynamique non linéaire par éléments finis est considérée comme la méthode la plus précise pour déterminer les exigences maximales imposées aux assemblages. Cependant, elle est relativement complexe et nécessite une expertise pointue qui n'est pas nécessaire pour les dimensionnements courants. Alternativement, nous présentons une approche plus pratique qui repose sur une analyse statique non linéaire plutôt que dynamique ; les effets dynamiques étant incorporés de manière simplifiée mais précise.

L'approche proposée comprend trois étapes principales:

1. Réponse statique non linéaire de la structure endommagée sous charge gravitaire.
2. Évaluation dynamique simplifiée pour déterminer la réponse dynamique maximale en cas de perte soudaine de colonne.
3. Évaluation de la ductilité des assemblages.

Ce cadre proposé est basé sur l'état limite discuté où l'objectif principal de dimensionnement est d'empêcher l'effondrement des étages supérieurs en cas de perte soudaine de colonne. Le cadre proposé offre également une caractéristique importante qui peut être appliquée à différents niveaux d'idéalisation structurelle en fonction de la régularité de la structure et de la charge appliquée ; comme discuté dans la section suivante.

#### 5.3.3.4 *Idéalisation structurelle*

Le cadre proposé peut-être appliqué au niveau structural global, comme le montre la figure 43, ainsi qu'à différents niveaux de sous-structuration, comme le montre la figure 44 (Izzuddin et al., 2008). Le niveau d'idéalisation structurelle est déterminé en fonction des détails de modélisation requis et de la faisabilité ou non de la réduction du modèle structurel, ce qui dépend largement de la régularité du bâtiment en ce qui concerne les dispositions structurelles et de chargement. Le premier niveau d'idéalisation/réduction de la structure revient à considérer uniquement la travée affectée d'un bâtiment à plusieurs étages, comme le montre la figure 44a. À ce niveau, des conditions aux limites appropriées doivent être attribuées afin de représenter l'interaction de la travée considérée avec la structure environnante. Si les colonnes environnantes sont en mesure de reprendre la charge redistribuée, seuls les étages au-dessus de la colonne perdue peuvent être pris en compte. C'est à cet endroit que la déformation est concentrée, ce qui entraîne une réduction supplémentaire du modèle, comme le montre la figure 44b (zone appelée « PDA – partie directement affectée » dans les sections précédentes). Si les planchers affectés sont similaires en termes de structure (géométrie), de chargement et de contraintes PIA (voir Section 5.3), un système de plancher unique peut-être considéré comme illustré à la Figure 44c, où la force axiale dans les colonnes directement au-dessus de la colonne perdue peut-être supposée négligeable. Enfin, des poutres individuelles en acier/mixte peuvent être considérées, comme le montre la figure 44d, soumises à une partie de la charge gravitaire

tout en ignorant les effets plans dans la dalle de plancher (c'est-à-dire en ignorant la propre résistance possible des dalles, contrairement à ce qui est fait, lorsqu'il est justifié, à la section 5.3.2).

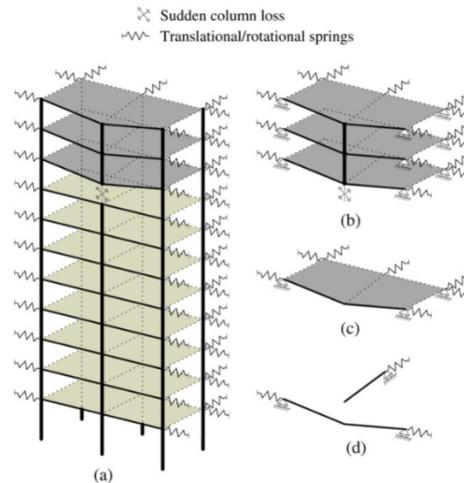


Figure 44. Niveaux d'idéalisation structurale pour l'évaluation de la ruine progressive/disproportionnée. (a) Portique affectée, (b) Étage(s) au-dessus de la colonne perdue, (c) Étage simple au-dessus de la colonne perdue et (d) Poutre individuelle en acier/mixte au-dessus de la colonne perdue (Izzuddin et al., 2008)

### 5.3.3.5 Réponse statique non-linéaire

L'effet du retrait soudain d'une colonne peut-être considéré comme similaire à l'application soudaine de la charge de gravité ( $P-o$ ) pour une structure donnée, comme le montre la figure 45 (Izzuddin et al., 2008), en particulier lorsque les déformations subies par la structure sont importantes. L'application soudaine de la charge de gravité est associée à des effets dynamiques, où toutes les demandes en ductilité pour tous les états de déformation conduisant à la réponse dynamique maximale doivent être satisfaites en fournissant à la structure une ductilité suffisante pour éviter la ruine.

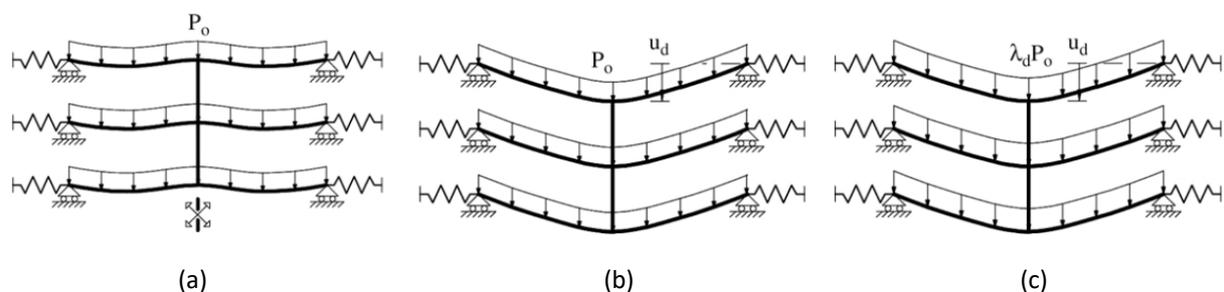


Figure 45. Modélisation du retrait soudain d'une colonne. (a) Perte soudaine de colonne, (b) Réponse dynamique maximale et (c) Charge statique amplifiée (Izzuddin et al., 2008)

Comme illustré sur la figure 45c, le cadre proposé permet d'estimer avec précision la réponse dynamique maximale à partir de la réponse statique non linéaire sous une charge de gravité amplifiée ( $\lambda_d P_o$ ) sans avoir recourt à une analyse non linéaire dynamique complexe. À cet égard, la réponse statique non linéaire de la structure est obtenue à l'exclusion de la colonne endommagée de telle sorte que le chargement gravitaire est incrémenté en utilisant un facteur d'échelle ( $\lambda$ ) avec  $P = \lambda P_o$  et exprimé en fonction du déplacement vertical statique ( $u_s$ ) à l'emplacement de la colonne endommagée. Une réponse statique non linéaire typique est illustrée à la Figure 46 où une telle réponse est la base pour la détermination de la réponse dynamique maximale ( $u_d$ ) comme cela sera illustré dans la section suivante. Comme illustré à la figure 46 (Izzuddin et al., 2008), pour les structures conçues de manière réaliste, la résistance à la flexion plastique n'est pas suffisante pour supporter la charge statique amplifiée ( $\lambda_d > 1$ ) en cas de perte soudaine de colonne, il est nécessaire de compter davantage sur un

durcissement et/ou une action chaînette. Il est également clair que le déplacement dynamique maximal ( $u_d$ ) doit être inférieur à une certaine limite appelée ici " limite de ductilité " à laquelle se produit la première défaillance dans l'un des assemblages. De plus, certains systèmes ont un comportement statique adoucissant induit par un effet d'arc en compression comme dans (Izzuddin, 2010).

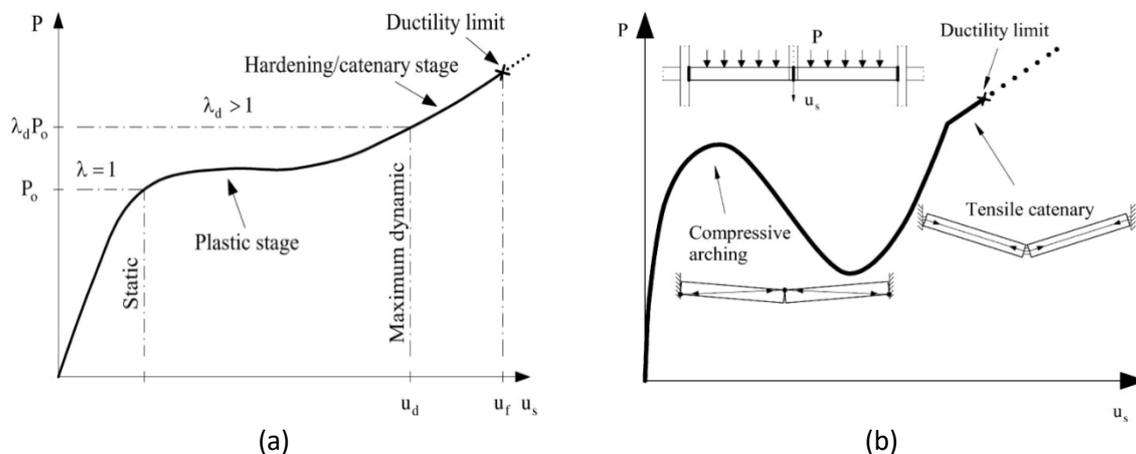


Figure 46. Réponse statique non-linéaire sous charge de gravité proportionnelle ( $P = \lambda P_0$ ) (Izzuddin, 2010)

### 5.3.3.5.1 Réponse statique non-linéaire des poutres individuelles

#### 5.3.3.5.1.1 Modélisation détaillée

Une modélisation détaillée par éléments finis peut être utilisée pour déterminer la réponse statique non linéaire pour différents niveaux de complexité du modèle structurel. Au niveau de la poutre, des éléments poutre-poteau élasto-plastiques peuvent être utilisés en tenant compte de la non-linéarité matérielle et géométrique. De plus, l'action mixte entre la dalle de béton et la poutre en acier peut être modélisée en tenant compte de l'effet des connecteurs de cisaillement partiel/total. Le comportement de l'assemblage non linéaire peut être considéré à l'aide d'un modèle mécanique à composants qui repose sur les principes proposés dans l'EN 1993-1-8 (2005) et l'EN 1994-1-1 (2004). Des développements sur la modélisation d'assemblages boulonnés en acier et mixtes à partir de composants ont été récemment proposés. Ils prennent en compte l'effet combiné des moments fléchissants et des efforts normaux (interaction MN) et considèrent les « effets de groupe » entre les rangées de boulons successives (Demonceau et al., 2019 ; Alhasawi et al., 2017) comme illustré dans d'autres parties de ce document. Des recommandations supplémentaires peuvent être trouvées dans l'EN 1993-1-14 (2020) qui donne quelques règles pour l'utilisation des méthodes numériques dans la conception des structures en acier.

#### 5.3.3.5.1.2 Modélisation simplifiée

La réponse statique non linéaire des poutres individuelles en acier ou mixtes peut être obtenue à l'aide d'expressions analytiques qui tiennent compte de la modélisation explicite du comportement de l'assemblage et utilisent les principes d'analyse structurale traditionnels sans avoir recours à une modélisation détaillée et complexe par éléments finis, comme illustré dans la section 5.3.2.5. Une telle approche serait plus pratique vis-à-vis d'un dimensionnement standard que des modèles éléments finis non linéaires, permettant de passer facilement des règles prescriptives et des limitations associées à une approche plus précise dans l'évaluation de la robustesse structurelle. Cette approche a été évoquée à la section 5.3.2.5 et les détails sont fournis à l'annexe A.8.

### 5.3.3.5.2 Combinaison simplifiée de la réponse statique non-linéaire pour un seul étage

Une modélisation simplifiée peut être utilisée pour déterminer la réponse statique non linéaire d'un système de plancher unique grâce à la combinaison des réponses de poutres individuelles d'un grillage

qui est une approximation ignorant les effets de membrane dans la dalle. Comme le montre la Figure 47, pour un mode de déformation dominant, la réponse globale du système à un seul étage ( $P, u_s$ ) peut être obtenue en combinant la réponse des poutres individuelles ( $P_i, u_{s,i}$ ) comme suit :

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_i \alpha_i \beta_i P_i \quad (41)$$

où  $\beta_i$  est un facteur de compatibilité reliant le déplacement de la poutre individuelle au déplacement de référence du plancher ( $u_{s,i} = \beta_i u_s$ ), comme illustré à la figure 47,  $\alpha_i$  est un facteur adimensionnel lié au travail qui dépend de la distribution de charge agissant sur la poutre et peut dépendre du mode de déformation incrémentale correspondant au niveau de charge courant (c'est-à-dire 0,5 pour une charge uniformément répartie et une charge ponctuelle), et  $\alpha$  est également un facteur lié au travail qui dépend de la répartition de la charge de gravité sur la poutre (c'est-à-dire 0,25 pour une charge uniformément répartie).

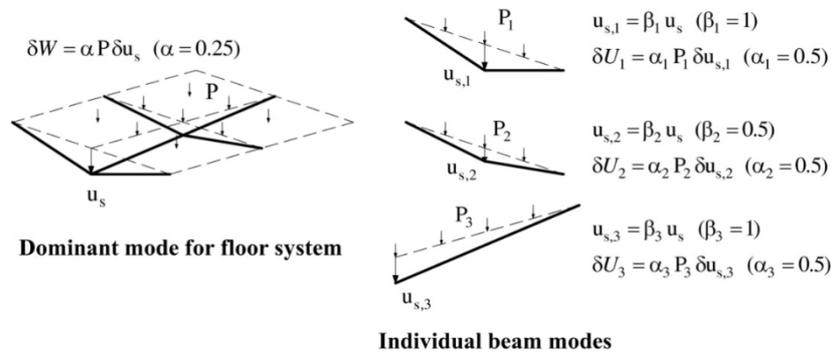


Figure 47. Approximation par grillage d'un système à un seul étage

### 5.3.3.5.3 Combinaison simplifiée de la réponse statique non-linéaire pour plusieurs étages

De même, une modélisation simplifiée peut être utilisée pour déterminer la réponse statique non linéaire d'un système à plusieurs étages au-dessus de la colonne endommagée en combinant les réponses des étages individuels. En supposant un mode de déformation de type SDOF comme le montre la figure 48 (Izzuddin, 2010) dans lequel le déplacement du plancher ( $u_{s,j}$ ), mesurée le long de l'axe de la colonne défaillante, est constant pour tous les étages, la réponse globale des étages individuels peut-être exprimée sous la forme :

$$P = \frac{1}{\alpha} \sum_j \alpha_j P_j \quad (42)$$

où  $\alpha_j$  est le facteur lié au travail pour le plancher (j) (c'est-à-dire 0,25 pour une charge uniformément répartie). Tandis que  $\alpha$  est le facteur global lié au travail pour l'ensemble du système (c'est-à-dire 0,25 pour une charge uniformément répartie).

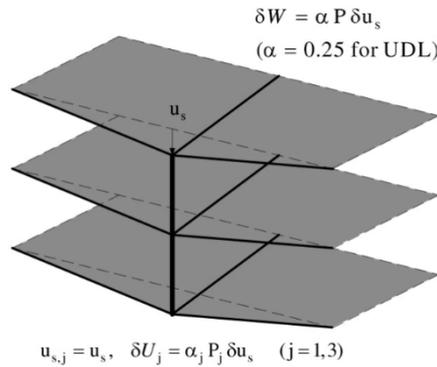


Figure 48. Modèle simplifié pour système à plusieurs étages (Izzuddin, 2010)

Enfin, il convient de mentionner qu'une modélisation détaillée peut s'appliquer à un portique monotravée à plusieurs étages et à un seul étage, où des éléments de coque peuvent être utilisés en tenant compte de la non-linéarité matérielle et géométrique couplés aux éléments de poutre et peuvent capturer les effets de membrane 2D dans la dalle de plancher. Ce sera plus précis que le cas d'une modélisation simplifiée de planchers simples utilisant une approximation de grillage qui, par nature, ne peut pas rendre compte de l'action membranaire dans le plancher. De plus, des modèles détaillés peuvent être combinés à des modèles simplifiés où un modèle détaillé est envisagé au niveau de la poutre la réponse statique non linéaire aux niveaux supérieurs d'idéalisation structurelle peut ensuite être assemblée à l'aide d'une modélisation simplifiée.

#### 5.3.3.6 Evaluation dynamique simplifiée

En cas de perte soudaine d'une colonne, la réponse typique d'une structure de bâtiment est fortement non linéaire et dynamique. Par conséquent, la réponse dynamique maximale de la structure doit être prise en compte lors de l'évaluation des exigences de ductilité. Dans ce cadre, la réponse dynamique maximale est déterminée par une méthode simplifiée, comme illustré à la section 5.3.5, sans avoir besoin d'une analyse dynamique non linéaire complexe qui n'est pas pratique pour des cas de dimensionnement typiques/communes. L'approche proposée est plus précise que l'approche traditionnelle du facteur d'amplification dynamique, le facteur d'amplification dépendant à la fois du niveau de charge de gravité et de la nature de la réponse non linéaire, manquant ainsi de généralité pour les formes courantes de réponse statique non linéaire (Izzuddin, 2010).

#### 5.3.3.7 Evaluation de la ductilité

La dernière étape de la méthode d'évaluation proposée consiste à comparer le déplacement dynamique maximal ( $u_d$ ) obtenu à partir de la réponse pseudo-statique à ( $P = P_o$ ) avec la limite de ductilité ( $u_f$ ) pour évaluer l'état limite comme le montre la Figure 49. La limite de ductilité ( $u_f$ ) est déterminé comme la valeur minimale de ( $u_d$ ) de telle sorte que la demande en déformation dépasse l'offre de ductilité dans l'un des assemblages comme discuté dans les autres sections de ce document. Alternativement, l'état limite peut-être établi en comparant  $P_o$  à la capacité pseudo-statique ( $P_f$ ), où  $P_f$  est défini comme :

$$P_f = \max(P_n) \quad \text{pour} \quad 0 \leq u_{d,n} \leq u_f \quad (43)$$

$P_f$  correspondrait normalement à  $u_f$  sur la courbe de réponse pseudo-statique, cependant, ce ne serait pas le cas si la réponse subit un comportement adoucissant dû à un arc comprimé.

Dans le cas de l'utilisation d'une modélisation simplifiée au niveau de l'évaluation du système où la réponse du système est obtenue à partir de d'un assemblage simplifié de modèles des niveaux inférieurs, les déplacements des sous-systèmes peuvent être déterminés à partir de  $u_d$  en utilisant les

conditions de compatibilité appropriées. Les déformations subies par les assemblages peuvent alors être déterminées pour les déplacements au niveau le plus bas du sous-système considéré qui seraient soit représentés par des modèles poutres/planchers détaillés, soit par des modèles poutres simplifiés. Les déformations induites par la rotation et les déformations axiales de l'assemblage doivent être prises en compte, en particulier lorsqu'une restrainte axiale suffisante est présente et peut conduire au développement d'une action de type chaînette. Les demandes de ductilité dans les différents composants de l'assemblage peuvent alors être obtenues à partir des déformations totales de l'assemblage et comparées à l'apport de ductilité des différents composants. Il est important de noter ici que l'état limite du système est défini par la défaillance d'un seul assemblage de telle sorte que la demande de ductilité dépasse l'offre de ductilité dans un ou plusieurs des composants de l'assemblage. Cependant, si la défaillance d'un seul assemblage ne conduirait pas à une défaillance du système possédant en présence d'une redondance et d'une ductilité résiduelles suffisantes, cet état limite peut alors être rétabli pour le système à l'exclusion de l'assemblage défaillant et de tout sous-assemblage affecté au-delà de la limite de ductilité associée.

#### 5.3.3.8 *Évaluation des systèmes de plancher soumis à un impact*

La ruine d'un seul étage peut conduire à une demande excessive des étages inférieurs impactés qui doivent reprendre le poids des débris qui par ailleurs accroît la vulnérabilité de la structure vis-à-vis de la ruine progressive/disproportionnée. Cependant, sous certaines conditions spécifiques, il est possible que la partie inférieure de la structure to stopper l'impact et prévenir la ruine progressive. Les facteurs qui influencent principalement cette possibilité sont : (i) le nombre de planchers défaillants au-dessus du niveau considéré, (ii) la réduction de l'énergie cinétique par absorption d'énergie dans les planchers défaillants ainsi que la perte d'énergie lors de l'impact, et (iii) la capacité du système de plancher structurel inférieur à supporter la charge supplémentaire due aux débris, ce qui explique les effets dynamiques associés. Vlassis et al. (2007 ; 2009) ont proposé une méthodologie orientée dimensionnement pour l'évaluation de la résistance à la ruine progressive des systèmes de plancher dans les bâtiments à plusieurs étages soumis à l'impact d'un étage supérieur défaillant. La méthode proposée peut également être généralisée pour traiter la défaillance initiale de plus d'un étage. La base sous-jacente du cadre proposé est que la capacité de l'étage inférieur à arrêter la chute du plancher dépend principalement de la quantité d'énergie cinétique qui est transmise depuis l'étage supérieur lors de l'impact. Semblable à la procédure d'évaluation simplifiée discutée ci-dessus pour les bâtiments à plusieurs étages dans les scénarios de perte de colonne soudaine discutée ci-dessus, l'approche proposée utilise la réponse statique non linéaire de l'étage impacté ainsi qu'un bilan énergétique pour estimer les demandes de déformation dynamique maximale sans avoir recourt à une analyse dynamique non linéaire détaillée. L'étude démontre les conditions extrêmement onéreuses imposées à l'étage impacté qui peuvent entraîner une vulnérabilité accrue à la ruine progressive des structures de ce type. Il est important de noter que la probabilité de modes de rupture par cisaillement en plus d'une alimentation en ductilité inadéquate sous des actions combinées de flexion/axiale est identifiée, établissant ainsi la nécessité de poursuivre les travaux de recherche sur la capacité de cisaillement dynamique de divers types d'assemblages soumis à des événements extrêmes.

#### 5.3.4 *Approche numérique complète*

Ces dernières années, les capacités de calcul accrues et la disponibilité de programmes numériques avancés (FEM, AEM, DEM) capables de gérer la plupart des phénomènes caractérisant la réponse du bâtiment dans des conditions de chargement accidentel ont ouvert la voie à la conception de solutions basées sur une approche entièrement numérique. L'efficacité de cette approche, aujourd'hui couramment utilisée, dépend fortement de la capacité de l'ingénieur à identifier et modéliser les facteurs clés affectant la réponse structurelle. Dans ce cadre, une grande attention doit-être portée aux phénomènes associés à la dissipation d'énergie due à l'activation de la plasticité locale, tels que

les rotules plastiques et les lignes de rupture, et des ruines associées aux lois de comportement adoptées pour les matériaux.

Différents degrés de précision peuvent être utilisés lors de la modélisation des matériaux, allant des plus simples, c'est-à-dire les modèles élastiques linéaires, aux modèles non linéaires plus complexes, incorporant également une dégradation de la résistance et de la rigidité. Les lois élastiques linéaires peuvent être utilisées dans des modèles élastiques qui peuvent être adoptés dans les phases de dimensionnement préliminaire pour identifier les points critiques de la réponse structurelle qui seront ensuite étudiées de manière plus précise. Cependant, les scénarios d'effondrement induisent des déplacements importants dans la structure engendrant des excursions dans le domaine non linéaire du comportement des matériaux. Ainsi, les modèles de matériaux non linéaires sont les plus appropriés. La plastification des matériaux constitue la principale contribution à la capacité de dissipation d'énergie et à la redistribution des forces internes. La plastification de l'acier doit être correctement représentée car elle permet le développement de rotules plastiques et l'activation de l'effet chaînette dans les poutres. Dans ce but, des modèles avec différents degrés de précision et de complexité peuvent être utilisés. Un guide utile sur les relations contrainte-déformation de l'acier à adopter peut être trouvé dans l'EN 1993-1-14 (2020). Pour le béton également, le comportement doit être correctement modélisée, en intégrant une réponse asymétrique en traction et en compression, afin de permettre la simulation de la fissuration, indispensable pour capter le développement des lignes de rupture dans la dalle de béton.

En outre, des modèles de matériaux hautement sophistiqués peuvent être adoptés en incorporant les branches de déchargement et de rechargement à partir d'un état anélastique. De plus, selon le niveau de complexité et de précision de l'analyse, la prise en compte des dommages cumulés des matériaux permettrait d'appréhender les effondrements locaux ainsi que le détachement potentiel des composants.

Lorsque requis par un scénario de dimensionnement spécifique, d'autres caractéristiques matérielles doivent être correctement modélisées. À titre d'exemple, lors de l'étude d'un scénario d'incendie, la dépendance à la température des propriétés mécaniques des matériaux doit être prise en compte. A cet effet, un guide est fourni dans la partie 1-2 des Eurocodes et notamment l'EN 1992-1-2 (2004) et l'EN 1993-1-2 (2005), respectivement pour le béton et l'acier. De même, lorsque les scénarios impliquent des actions appliquées de manière dynamique (par exemple, des explosions ou des charges d'impact), la sensibilité à la vitesse de déformation des propriétés du matériau doit être prise en compte. Les effets de la vitesse de déformation sur la résistance du matériau sont généralement mis en œuvre dans des modèles prenant en compte un facteur d'augmentation dynamique (DIF) (Johnson et Cook, 1983; Malvar et Crawford, 1998).

Un deuxième élément clé de la phase de modélisation est le choix des types d'éléments finis (linéaire, surfacique, volumique ou éléments spéciaux tels que masse, ressort...). Plus précisément, l'ordre et le type des éléments finis choisis sont liés au comportement structurel (amplitude des flèches, déformations, rotations, contraintes), à la méthode d'analyse choisie (linéaire et non linéaire) et au modèle de matériau (linéaire ou non linéaire).

Dans les structures de type ossature, les poutres et les colonnes sont généralement modélisées à l'aide d'éléments de poutre dont l'axe centroïde coïncide avec le centre de gravité des sections transversales. Néanmoins, lorsqu'elles sont significatives vis-à-vis de la réponse structurelle, les excentricités doivent être prises en compte soit explicitement, soit dans l'interprétation des résultats de l'analyse. La sélection de l'élément de poutre, en termes de degrés de liberté, dépend du problème étudié. Les comportements locaux tels que déformation localisée (web crippling) de l'âme ou le voilement des

plaques ne sont pas couverts par la modélisation des poutres et doivent être pris en compte à l'aide des modèles plus sophistiqués supplémentaires.

Les éléments coques ou solides sont généralement utilisés pour tenir compte de la contribution de la dalle dans les modèles 3D. La première approche, bien que caractérisée par une efficacité de calcul élevée, rend difficile la capture en détail du comportement des dalles dans les différentes phases de la réponse allant de la flexion jusqu'à l'effort de membrane. Une solution 3D complète avec des éléments solides doit donc être adoptée pour tenir compte des divers effets combinés de la réponse du plancher mixte, tels que la plastification et la rupture dans le treillis d'armature en acier et le tablier, l'écrasement dans la dalle de béton, le comportement non linéaire du connecteur en cisaillement. Afin de réduire le temps de calcul, une approche hybride peut offrir une solution « à mi-chemin », qui consiste à utiliser des éléments de coque combinés (nappé) à une couche d'acier pour modéliser le ferrailage dans les deux directions. De plus, le tablier en acier peut être simulé avec des éléments de poutre dans la direction des nervures du tablier en acier, puis connecté à la dalle par des contraintes de liaison. Cette approche permet de considérer les composants en acier nécessaires pour simuler la résistance à la traction de la dalle lorsque l'effet de membrane se développe. Enfin, les connecteurs de cisaillement entre poutre et dalle peuvent être simplement modélisés par des liens (links) caractérisés par des lois adaptées pour représenter les connecteurs de cisaillement.

Comme les assemblages (en particulier les assemblages poutre-poteau) sont des composants structurels clés pour prévenir la ruine progressive, une modélisation adéquate est requise. Dans le détail, selon le niveau d'analyse, les assemblages peuvent être modélisés soit de manière « sophistiquée » (c'est-à-dire en utilisant des éléments volumiques ou en coque) soit par une approche simplifiée, c'est-à-dire en utilisant des éléments de poutre, des contraintes ou des ressorts. Pour limiter la complexité de l'analyse, des modèles simplifiés, tels que la méthode des composants (EN 1993-1-8, 2005 ; EN 1994-1-1, 2004), sont généralement adoptés avec l'exigence que les paramètres clés de rigidité, résistance et la capacité de déformation des assemblages acier sont capturées avec une précision adéquate. Plus de détails sur la caractérisation des assemblages sont fournis dans la section 2.2.

Un autre problème important est la définition des conditions aux limites : elles doivent refléter de manière réaliste les conditions de restreinte réelles fournissant un système statique cinématiquement stable, et doivent être cohérentes avec les DDL du type d'élément fini utilisé. L'interaction entre différentes parties ou composants d'un modèle nécessite généralement la définition de conditions de contacts. Les programmes EF actuellement disponibles permettent au concepteur de sélectionner différents types de modèles de contact. Leur calibration nécessite l'identification précise d'un ensemble de paramètres. Pour cette raison, l'incorporation de contacts entre les parties d'un modèle permet une simulation plus réaliste de la réponse structurelle mais au prix d'une conception et d'un temps de calcul plus élevés.

Enfin, le choix du type d'analyse : il dépend du problème considéré. L'analyse linéaire est plus simple à développer et peut-être effectuée via un logiciel commercial. Néanmoins, l'analyse linéaire ne permet pas d'activer la principale source de non-linéarités typiques des scénarios d'effondrement progressif qui découlent : i) de grands déplacements et de grandes déformations (non-linéarité géométrique) ; ii) les relations contrainte-déformation non linéaires (plastification et non-linéarité du matériau) ; iii) changement des statuts de contacts entre éléments (topologique/contact, non-linéarité). Par conséquent, une analyse non linéaire, qui nécessite l'utilisation d'outils de dimensionnement avancés, doit-être effectuée.

Les analyses numériques devraient viser à fournir les éléments d'information nécessaire à l'évaluation de la capacité de la structure à activer des chemins de charge alternatifs. Sur la base du champ de déplacement, il est possible d'estimer les capacités de déformation requises dans les zones plastiques et d'évaluer les efforts de dimensionnement supplémentaires dans les éléments structuraux ; ainsi, il est possible de vérifier si la structure est suffisamment robuste pour atteindre ce nouvel état d'équilibre (Demonceau et al., 2018). Ces forces supplémentaires peuvent conduire à différents modes de défaillance potentiels qui doivent être pris en compte:

- Ruine de l'assemblage : les assemblages poutre-poteau qui sont initialement conçus vis-à-vis du moment fléchissant et des efforts de cisaillement doivent supporter des forces de traction supplémentaires qui résultent de la présence de l'action chaînette. Cela peut conduire à la défaillance de certains composants de l'assemblage. De plus, si des assemblages à résistance partielle sont utilisés, ces derniers céderont et une défaillance peut se produire en raison de déformations excessives, c'est-à-dire par manque de ductilité.
- Rupture des poutres : pour les structures avec des assemblages pleinement résistants, toute la zone plastique se développe aux extrémités des poutres. Au fur et à mesure que la rotule plastique se développe en raison du moment de flexion, suivi de déformations importantes sous l'interaction M-N, cette zone plastifiée peut entrer en ruine par manque de capacité de déformation. Aussi, les poutres au sommet des charpentes peuvent rompre par instabilité sous flexion et compression, cette compression étant associée au développement d'un effet arc dans la structure.
- Instabilité de la colonne : des forces de compression supplémentaires se développent dans les colonnes adjacentes à la colonne perdue, ce qui peut conduire au flambement de ces colonnes. De plus, les colonnes sur lesquels agissent des forces chaînette peuvent être plus sensibles au flambement car des forces élevées peuvent entraîner des déplacements hors-plan importants.

Des simulations numériques détaillées d'événements explosifs peuvent également être envisagées. Néanmoins, il est important d'être conscient que les modèles numériques et les procédures d'analyse nécessitent encore une validation expérimentale. L'un de ces outils est le logiciel « Extreme Loading for Structures (ELS) », qui permet aux ingénieurs en structure de concevoir et d'analyser une structure soumise à des charges de souffle avec une analyse dynamique non linéaire 3D complète. Les résultats permettent aux utilisateurs de visualiser en 3D comment le bâtiment ou les différents composants structurels à l'intérieur du bâtiment se comporteront dans les conditions prescrites. De plus, comme l'ELS est basé sur la méthode des éléments appliqués (AEM), les ingénieurs peuvent visualiser l'effet post-explosion des débris résultants et son effet sur d'autres composants structurels, créant une image de " vrais dommages " de l'événement. Dans ce logiciel, les courbes de charge de pression de souffle peuvent être créées automatiquement à l'aide de l'UFC 3-340-02 (Structures pour résister aux effets d'explosions accidentelles) ou en important des charges d'historique de pression personnalisées.

#### 5.3.5 Prédiction de la réponse dynamique à partir de la réponse statique

La réponse dynamique maximale peut-être déterminée à partir de la réponse statique non linéaire grâce à une approche simplifiée. Le concept principal derrière cette approche simplifiée proposée est que la perte soudaine de colonne ressemble en fait à l'application soudaine d'une charge de gravité sur la sous-structure directement affectée, en particulier lorsque de grandes déformations sont subies. Immédiatement après la perte de la colonne, la structure accélère à partir du repos où la charge de gravité dépasse la résistance structurelle statique et où la différence entre le travail effectué par la charge et l'énergie de déformation stockée est transformée en énergie cinétique. Au fur et à mesure que les déformations augmentent, la résistance statique dépasse la charge appliquée et l'énergie de déformation stockée devient supérieure au travail effectué par la charge de gravité, ce qui entraîne

par conséquent une réduction continue de l'énergie cinétique jusqu'à ce que la structure soit ramenée à l'état de repos à un déplacement dynamique maximal. Considérant que la réponse est dominée par un seul mode de déformation, la réponse dynamique maximale est atteinte lorsque l'énergie cinétique est ramenée à zéro, c'est-à-dire lorsque le travail fourni par les charges gravitaires devient identique à l'énergie absorbée par la structure. Cela donne lieu au concept de réponse pseudo-statique.

Considérant la réponse statique charge-déformation non linéaire pour un niveau approprié donné d'idéalisation du système structurel à deux niveaux de chargement soudainement appliqué ( $P = \lambda_1 P_o$ ) et ( $P = \lambda_2 P_o$ ) comme le montrent la Figure 49a et la Figure 49b (Izzuddin et al., 2008), les déplacements dynamiques maximaux ( $u_{d,1}$ ,  $u_{d,2}$ ) associée à l'application soudaine d'une charge de gravité ( $\lambda P_o$ ) peut-être déterminé à partir du bilan énergétique entre le travail effectué par la charge et l'énergie interne stockée.

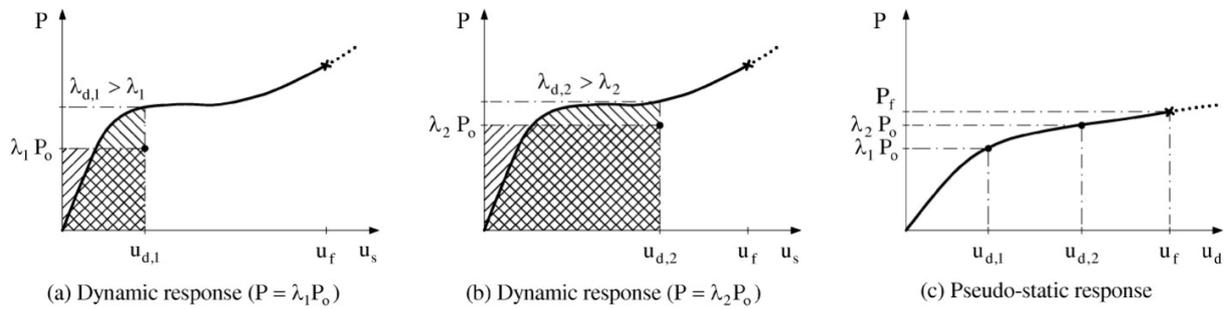


Figure 49. Évaluation dynamique simplifiée et définition de la réponse pseudo-statique (Izzuddin et al., 2008)

Avec l'hypothèse d'un mode SDOF, l'équivalence entre le travail externe ( $W_n$ ) et l'énergie interne ( $U_n$ ) peut-être obtenu de telle sorte que les deux zones hachurées représentées deviennent identiques. L'utilisation de la réponse force-déplacement statique non linéaire permet d'obtenir le niveau de la charge de gravité soudainement appliquée ( $P_n = \lambda_n P_o$ ), qui se traduit par un certain déplacement dynamique maximal ( $u_{d,n}$ ), comme suit :

$$W_n = \alpha \lambda_n P_o u_{d,n}; \quad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P du_s; \quad W_n = U_n \quad (44)$$

$$P_n = \lambda_n P_o = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P du_s \quad (45)$$

où l'intégrale représente l'aire sous la courbe statique non linéaire ( $P$ ,  $u_s$ ) jusqu'à  $u_{d,n}$ .

Si le chargement de gravité soudainement appliqué ( $P_n$ ) est tracé en fonction du déplacement dynamique maximal ( $u_{d,n}$ ) pour différents niveaux de chargement ( $\lambda_n$ ), la réponse "pseudo-statique" peut alors être obtenu comme le montre la figure 49c. Pour le chargement gravitaire réel ( $P_o$ ), le déplacement dynamique maximal peut-être facilement obtenu à partir de la réponse pseudo-statique à ( $P = P_o$ ). De plus, la réponse pseudo-statique complète fournit des informations utiles sur l'impact des différents niveaux de charge gravitaire en cas de perte soudaine de colonne et la sensibilité du déplacement dynamique maximal aux légères modifications de la charge gravitaire appliquée. Enfin de compte, cette approche simplifiée proposée permet à la réponse pseudo-statique d'être directement obtenue à partir de la réponse statique non linéaire, contrairement à l'utilisation d'une analyse dynamique non linéaire détaillée qui nécessiterait un grand nombre de simulations sous différents niveaux de charge gravitaire.

Une procédure simple et directe pour établir la courbe de réponse pseudo-statique et le déplacement dynamique maximal est fournie comme suit (Izzuddin et al., 2008). En supposant une réponse statique

non linéaire définie par comme une courbe  $(P, u_s)$ , que ce soit à partir d'une modélisation détaillée par éléments finis ou à l'aide d'expressions analytiques simplifiées, l'algorithme présenté peut-être utilisé pour établir la réponse pseudo-statique  $(P, u_d)$  et le déplacement dynamique correspondant au chargement de gravité soudainement appliqué  $(P = P_o)$ . Dans l'algorithme proposé suivant,  $P_{m \setminus n}$  correspond à la charge soudainement appliquée  $(\lambda_{m \setminus n} P_o)$ , où  $P_{d, m \setminus n}$  correspond à la charge statique amplifiée  $(\lambda_{d, m \setminus n} P_o)$ , avec  $m$  et  $n$  indiquant respectivement le début et la fin de l'incrément en cours.

1. Initialiser:  $P_{d,m} = P_m = 0, u_{d,m} = 0, A_m = 0$ ; choisir un petit incrément de déplacement  $\Delta u_d$ .
2. Définir :  $u_{d,n} = u_{d,m} + \Delta u_d$ .
3. Déterminer  $P_{d,n}$  correspondant à  $u_{d,n}$  à partir de la réponse statique non linéaire  $(P, u_s)$  ; obtenir la courbe actualisée  $(P, u_s)$ :  $A_n = A_m + (P_{d,m} + P_{d,n})\Delta u_d/2$ .
4. Déterminer la charge courante pseudo-statique :  $P_n = A_n/u_{d,n}$ ; trouver le nouveau point  $(P_n, u_{d,n})$  sur la courbe pseudo-statique  $(P, u_d)$ .
5. Si  $(P_m < P_o \leq P_n)$ , obtenir le déplacement dynamique correspondant à  $P_o$ :  $u_d = u_{d,m} + (u_{d,n} - u_{d,m})(P_o - P_m)/(P_n - P_m)$ .

Si plus de points sont nécessaires pour la courbe de réponse pseudo-statique : actualiser :  $P_{d,m} = P_{d,n}, P_m = P_n, u_{d,m} = u_{d,n}, A_m = A_n$ ; répéter à partir de l'étape 2.

#### 5.4 Méthode des éléments-clés

Selon la littérature, un élément clé est un composant structurel ou une partie de la structure dont la défaillance entraîne des dommages supplémentaires qui violent l'objectif de performance. Afin d'éviter des dommages locaux dépassant une valeur limite supposée, de tels éléments doivent être correctement identifiés et conçus. Conformément aux codes " récents " (EN 1991-1-7, 2006), la résistance des éléments clés doit-être améliorée pour résister à un niveau de charge spécifié.

Cette stratégie de dimensionnement est fréquemment adoptée pour les structures possédant un niveau de redondance limité telles que les structures tendues, les systèmes de treillis 2D et 3D, les haubans et les structures en suspension. Des éléments clés peuvent également être utilisés en plus d'autres caractéristiques de dimensionnement pour améliorer la robustesse des bâtiments à haut risque (Arup, 2011). De plus, cette approche de dimensionnement est souvent la seule approche rationnelle lors de la rénovation de bâtiments existants. Selon le contexte, des exemples d'éléments clés potentiels pourraient être des colonnes, des murs porteurs d'un bâtiment, des piles de ponts continus ou des câbles dans une structure supportée par des câbles (Starossek et Haberland, 2012).

Selon l'EN 1991-1-7 (2006), l'action de dimensionnement accidentelle pour la vérification des éléments clés est de  $34 \text{ kN/m}^2$  appliquée dans n'importe quelle direction. Cette charge, basée sur l'effondrement de Ronan Point à Londres en 1968 (Way, 2011), est destinée à représenter une gamme possible d'événements d'impact et d'explosion et est utilisée comme un outil pour concevoir des éléments clés plus robustes que ce qui est requis pour un dimensionnement standard.

Les éléments clés doivent être conçus pour développer leur pleine résistance sans défaillance ni de l'élément lui-même ni de ses assemblages. Par conséquent, l'action de dimensionnement doit-être appliquée à l'élément clé et à tous les composants qui y sont attachés, à moins que les composants attachés ou leurs assemblages ne puissent supporter les  $34 \text{ kN/m}^2$ . Ainsi, pour la conception d'un élément clé, il est nécessaire de savoir quels composants, ou partie de composants, resteront attachés à l'élément en cas d'accident. Cela implique que divers cas de chargement devraient être considérés pour un mur ou une dalle attachée à l'élément, en tenant dûment compte des limites supérieure et inférieure de la capacité d'attache. Dans cette approche de dimensionnement, aucune capacité de redistribution de la charge ne doit-être fournie.

Par conséquent, l'approche des éléments clés comprend les étapes suivantes:

- Identification des éléments structurels clés
- Conception des éléments clés pour résister à une action de dimensionnement accidentelle  $A_d$  appliqué dans le sens horizontal et vertical, un sens à la fois. Selon EN 1991-1-7, la valeur recommandée pour  $A_d$  est  $34 \text{ kN/m}^2$ . Cependant, le cas échéant, d'autres actions accidentelles peuvent être envisagées,
- L'action accidentelle de dimensionnement doit-être appliquée à l'élément clé et à tout composant attaché.

Dans le processus de dimensionnement, la combinaison de charges accidentelles de l'Eurocode 0 (EN 1990, 2002) doit-être utilisée dans le cas des éléments clés et de leurs composants attachés.

## 5.5 Méthode de compartimentation/segmentation

La segmentation / compartimentation est une stratégie de dimensionnement qui peut offrir une possibilité d'améliorer la robustesse d'une structure. Dans une telle approche, la propagation de la défaillance suite à un dommage initial peut-être évitée ou limitée en isolant la partie défaillante d'une de la structure restante par ce que l'on peut appeler des frontières de compartiments. Une telle approche garantirait que chaque pièce/compartiment/segment est à même de s'effondrer indépendamment sans affecter la sécurité des autres pièces. Les stratégies de compartimentation peuvent généralement être basées sur des frontières de compartiments faibles ou des frontières de compartiments fortes où les emplacements des frontières de compartiment sont sélectionnés par l'ingénieur de dimensionnement dans le cadre des objectifs de dimensionnement et conformément aux exigences du client et des autorités compétentes en fonction de le type et l'importance de la structure (Starossek, 2007 ; Starossek et Haberland, 2012 ; CEN/TC250/WG6, 2020).

Dans les méthodes de chemin de charge alternatifs, l'étendue de l'effondrement augmente et l'efficacité de la méthode diminue avec une augmentation de la taille initiale des dommages. Elle est donc préférable dans le cas où la taille de l'endommagement initial est supposée faible. En revanche, lors de l'utilisation de la stratégie de compartimentation, l'étendue de l'effondrement et l'efficacité de la méthode sont considérées comme insensibles à la taille de l'endommagement initial, à condition que les tailles des compartiments ne soient pas trop petites. Cependant, l'étendue fixe de l'effondrement dû à la compartimentation est relativement grande correspondant à la défaillance de l'ensemble du compartiment. Par conséquent, une telle méthode est souhaitable lorsque la taille initiale des dommages est supposée être d'une grande valeur. La compartimentation peut également être combinée avec des méthodes de chemin de charge alternatifs, où des chemins alternatifs peuvent être fournis dans les compartiments individuels. Dans ce cas, l'étendue de la propagation de la défaillance ne sera pas significativement plus grande que les dommages initiaux supposés pour les petites et grandes tailles de dommages initiaux (Starossek et Haberland, 2012).

### 5.5.1 Bords de segments/compartiments souples

La compartimentation réalisée à l'aide de bords de compartiments souples permettrait à la ruine d'un compartiment spécifique de se produire sans progression de la ruine vers d'autres compartiments adjacents. Dans un tel mode, la compartimentation peut agir comme un fusible structurel, où les pièces défaillantes peuvent se déconnecter en toute sécurité de la structure. Cette méthode de compartimentation peut être obtenue en éliminant la continuité entre les segments/compartiments adjacents ou en réduisant la rigidité pour s'adapter aux grandes déformations et déplacements aux bords des compartiments et en limitant ainsi la quantité de force transmise à la structure environnante (Starossek, 2007 ; Starossek et Haberland, 2012 ; CEN/TC250/WG6, 2020).

Il est également à noter qu'assurer la continuité en général a un effet souhaitable sur les performances globales de l'ouvrage lors d'événements extrêmes ; cependant, la continuité peut être préjudiciable lorsque les chemins de charge alternatifs qui en résultent ne sont pas dotés de la résistance requise capable de résister aux forces transmises par la continuité. Par conséquent, dans le cas où des chemins de charge alternatifs sont peu pratiques ou trop coûteux pour être fournis, une segmentation / compartimentation en éliminant sélectivement la continuité serait avantageuse. C'est également le cas si les chemins de charge alternatifs (ou éléments isolants contre l'effondrement) sont suffisamment résistants, mais que la vérification correspondante s'avère difficile ou peu convaincante (Starossek, 2006).

Pour les structures de bâtiments, une telle forme de segmentation est couramment appliquée aux bâtiments horizontaux de faible hauteur qui ont une empreinte relativement importante. Dans des structures aussi basses, on peut supposer que l'effondrement impliquerait toute la hauteur du bâtiment ; cependant, son étendue horizontale est limitée aux endroits où les forces d'effondrement ne peuvent pas être transférées à travers la limite à la structure environnante. Comme indiqué, il est souhaitable que des chemins alternatifs soient fournis dans les compartiments individuels. Il convient de mentionner que la structure environnante doit être vérifiée sous le niveau le plus élevé possible de forces de chaînage afin d'éviter la rupture dans les compartiments adjacents.

#### 5.5.2 Bords de segments/compartiments rigides

La compartimentation basée sur des bords de compartiments rigides est conçue pour empêcher un effondrement naissant offrant une résistance locale élevée capable de reprendre des forces relativement importantes. Dans ce mode, la compartimentation peut offrir un chemin de charge alternatif, de sorte que la résistance aux dommages locaux est obtenue à des déformations relativement faibles, ou elle peut stopper l'effondrement d'une partie de la structure. Cette forme de compartimentation peut être envisagée pour les structures verticales, comme le cas des bâtiments à plusieurs étages avec des fermes à stabilisateurs ou à ceinture à intervalles réguliers, où de telles fermes peuvent agir avec un chaînage vertical pour permettre la redistribution des charges suite à l'arrêt des dommages locaux, chute de débris et ajout de stabilité à la structure environnante (CEN/TC250/WG6, 2020 ; Starossek, 2007 ; Starossek et Haberland, 2012 ; Starossek, 2018 ; Ellingwood et al., 2007).

Une troisième possibilité de créer des frontières de compartiment est de leur fournir une ductilité élevée et une grande capacité de dissipation d'énergie (pour s'adapter à de grandes forces et de grands déplacements en même temps) (Starossek, 2009).



## 6 Evaluation des risques

Une analyse des risques est basée sur l'évaluation et l'atténuation du risque de dommages structurels et des conséquences qui pourraient découler de l'état des dommages, après la l'occurrence d'aléas accidentels de faible probabilité et à fortes conséquences, tels qu'un impact, un incendie, des explosions, des erreurs, etc.

Dans le cadre des Eurocodes, une analyse de risque n'est requise que pour les bâtiments entrant dans la classe de conséquences élevées CC3 selon l'EN 1991-1-7. Deux types d'analyse des risques peuvent être utilisés, à savoir i) l'analyse qualitative et ii) l'analyse quantitative, étant les principales étapes requises pour les deux analyses résumées à la figure 50.

En pratique, une analyse de risque basée sur une approche quantitative est assez complexe à réaliser puisqu'elle nécessite la quantification, en termes de probabilités, de la probabilité d'occurrence de chaque danger considéré ainsi que l'ensemble des conséquences possibles de son occurrence dans le bâtiment, nécessitant l'utilisation de modèles de risque robustes et de grandes quantités de données. Pour ces raisons, l'approche quantitative est rarement applicable par les concepteurs. Cependant, si nécessaire, certaines lignes directrices sur l'analyse quantitative des risques structurels sont fournies dans l'EN 1991-1-7.

En revanche, une analyse de risque basée sur une évaluation qualitative peut-être réalisée à tout moment ou étape d'un projet même s'il est fortement recommandé de l'initier à un stade précoce du processus de dimensionnement. L'une des tâches cruciales à accomplir est l'identification des dangers à prendre en compte. Dans l'Annexe B (informative) de l'EN 1991-1-7, les conditions qui pourraient présenter des dangers pour une structure sont identifiées (voir la Section 4 consacrée aux évènements identifiés) ; l'identification des dangers doit-être effectuée en interaction étroite avec le futur propriétaire du bâtiment et/ou avec les autorités. Ensuite, pour les dangers ainsi identifiés, il est demandé de décrire les conséquences possibles en cas d'occurrence de ces derniers et de définir les mesures requises si ces conséquences ne sont pas acceptables. L'évaluation qualitative est plus facile à appliquer que l'approche quantitative, c'est donc le plus souvent l'approche préférable même si elle a tendance à être plus subjective.

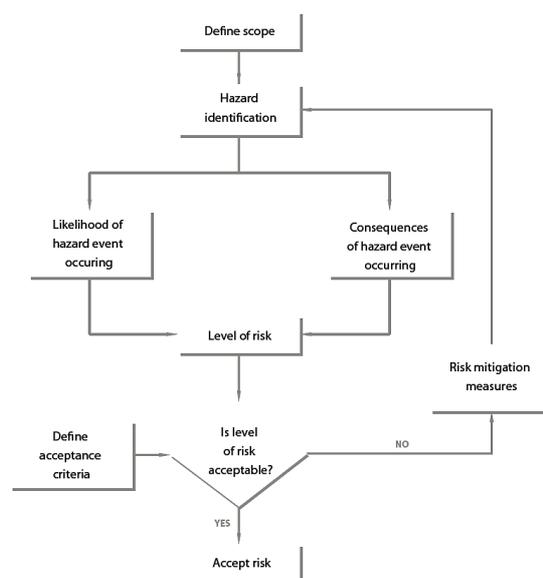


Figure 50. Risk assessment



## 7 Conclusions

La robustesse structurelle et l'atténuation de la ruine progressive est une considération de sécurité spécifique qui est désormais traitée dans les codes et normes modernes, y compris les Eurocodes, et qui nécessite une attention particulière de la part de tous les professionnels impliqués dans l'industrie de la construction, y compris les architectes, les concepteurs, les constructeurs, les agents de contrôle, et les gestionnaires d'assurances. Cependant, en approfondissant les clauses de l'Eurocode liées à cette question, seules des recommandations générales de dimensionnement sont fournies, et ces dernières sont parfois peu claires, incomplètes et trop générales pour prendre en compte les spécificités des différentes typologies structurelles. Cela conduit à des difficultés pour les praticiens car des directives de dimensionnement claires sur la façon de répondre à cette demande de robustesse font défaut.

Le projet FAILNOMORE financé par le Fonds de recherche pour le charbon et l'acier de la Commission européenne visait à combler cette lacune pour les structures acier et mixtes acier-béton en collectant les résultats de recherche les plus récents dans ces domaines et en les transformant en recommandations et lignes directrices pratiques. Le présent manuel de dimensionnement constitue le principal résultat de ce projet, reflétant les différentes stratégies de dimensionnement axées sur la pratique et conviviales pour la robustesse qui ont été communément acceptées au niveau européen, comme résumé ci-dessous.

Pour aider le praticien, un organigramme général pour la conception visant la robustesse est proposé dans la section 2.1. Ce schéma représentatif guide le concepteur tout au long du processus de prise de décision et facilite le jugement sur l'adoption d'une stratégie de dimensionnement adaptée à tout type de scénario accidentel tout en étant en totale conformité avec les exigences et recommandations des Eurocodes.

La sélection des stratégies de dimensionnement à adopter est fondée sur le concept de classes de conséquences qui est introduit au chapitre 3.

Ensuite, un premier ensemble de méthodes de dimensionnement visant la robustesse structurelle pour les actions accidentelles identifiées, y compris les impacts, les explosions, les incendies et les tremblements de terre en tant qu'événements exceptionnels, sont présentés au chapitre 4. Les approches proposées vont des mesures de protection visant à empêcher l'occurrence de l'événement accidentel à une conception explicite contre une action spécifique. Diverses méthodes de dimensionnement avec différents niveaux de complexité et de précision sont présentées en détail. Le praticien peut opter pour l'une de ces approches en fonction de la complexité de la disposition structurelle et de la précision recherchée dans la conception.

Étant donné qu'un examen réaliste de toutes les situations accidentelles qui pourraient conduire au déclenchement d'un effondrement n'est pas réalisable, un deuxième ensemble de méthodes de dimensionnement indépendantes du risque est présenté au chapitre 5. Ces méthodes visent à améliorer la robustesse d'une structure pour limiter la propagation d'un dommage à l'intérieur d'une structure. Des conseils précieux sont d'abord donnés sur l'identification des dommages localisés à prendre en compte dans la conception. Ensuite, des approches avec différents niveaux de complexité utilisant des outils analytiques simplifiés voire entièrement numériques sont présentées avec un accent particulier mis sur la ductilité et la capacité de rotation requises au niveau des éléments de structure et/ou des assemblages.

Enfin, le chapitre 6 fournit une brève introduction à l'évaluation et à l'analyse des risques qui sont parfois demandées pour des structures spécifiques incluses dans la classe des conséquences les plus graves.

En conclusion, dans le présent manuel de dimensionnement, les praticiens trouveront des informations et des méthodes précieuses, avec différents niveaux de sophistication, pour répondre à la demande de robustesse des structures en acier et mixtes dans leur pratique quotidienne en utilisant tout le potentiel des matériaux et éléments constitutifs. L'applicabilité des méthodes de dimensionnement proposées est illustrée dans la deuxième partie du présent manuel de dimensionnement sur base de différents exemples pertinents.

## Partie 2 – Exemples d’application

### 8 Introduction

#### 8.1 Généralités

Cette section illustre et démontre l'applicabilité des recommandations proposées pour la conception/vérification de la robustesse des ossatures de bâtiments en acier et mixtes. Quatre configurations structurelles ont été sélectionnées pour la présente étude, voir

8. Deux structures sont initialement conçues pour la situation de projet en situation durable (zone non sismique) et deux pour les situations de projet durables et sismiques (zone sismique) selon la version actuelle des Eurocodes.

Tableau 8. Types de structures

| Nom de Référence  | Type de structure                       |
|---|---|
| SS/NS   | Structure en acier en zone non-sismique |
| CS/NS*  | Structure mixte en zone non-sismique    |
| SS/S  | Structure en acier en zone sismique     |
| CS/S  | Structure en mixte en zone sismique     |
| * La structure a deux variantes - une avec des colonnes en acier et une avec des colonnes mixtes. Dans les deux cas, les poutres et les dalles de plancher sont conçues comme mixtes. |   |

Dans les exemples présentés, les structures sont initialement dimensionnées pour l'état limite ultime (ELU) et l'état limite de service (ELS) (avec des exigences supplémentaires pour l'état de limitation des dommages (DL) pour les systèmes sismiques, c'est-à-dire SS/S et CS/S), et les résultats sont présentés de la section 8.3 à la section 8.6.

Ensuite, le dimensionnement visant la robustesse est considéré dans la Section 8.7 (pour les actions accidentelles identifiées) et dans la Section 8.8 (pour les actions accidentelles non identifiées), respectivement. Les exemples illustrent l'application de la plupart des méthodes présentées dans les sections précédentes.

Le dimensionnement visant la robustesse nécessite d'abord la classification de la structure en termes de conséquences en cas d'actions accidentelles (voir Section 3). Toutes les structures étudiées sont incluses dans la Classe de Conséquences 2B (Groupe à Risque Supérieur).

Le dimensionnement pour des actions identifiées (section 8.7) comprendra des vérifications par rapport à cinq actions accidentelles, comme indiqué dans le tableau 9, en utilisant les recommandations de la section 4. Comme indiqué dans le tableau 9, toutes les structures étudiées ne seront pas vérifiées pour toutes les actions accidentelles considérées ; l'objectif ici est d'appliquer les différentes méthodes présentées dans la section 4 sur au moins un exemple étudié. Selon le type d'actions accidentelles, les exemples étudiés sont étiquetés de I.1 à I.5 pour les actions accidentelles identifiées (choc, explosion, incendie et séisme) et de II.1 à II.4 pour les actions non identifiées (voir Tableau 9 et Tableau 10).

Pour l'impact et l'explosion de gaz (voir Section 4.2 et Section 4.3.1.1 respectivement), des méthodes avec différents niveaux de sophistication seront appliquées par souci d'exhaustivité (Tableau 9), même si les recommandations pour les structures de classe 2B (voir EN 1991-1 -7 et les cases vertes du

tableau 9) limitent l'analyse aux modèles simplifiés d'action statiques équivalents. Pour les actions de dynamitage externes, qui ne sont pas explicitement couvertes par les Eurocodes (voir Section 4.3.1.1), l'application de règles simplifiées et d'analyses dynamiques avancées sera illustrée sur la structure SS/S. L'application des règles simplifiées et de l'analyse numérique thermique sera illustrée pour la structure CS/NS sous scénario d'incendie (voir Section 4.4). Pour les actions sismiques (voir Section 4.5), deux situations de projet seront considérées :

- Application de recommandations normatives sur la structure SS/NS, qui est supposée être construite à Aix-la-Chapelle, c'est-à-dire dans une région où l'action sismique ne doit pas être explicitement prise en compte dans le processus de dimensionnement mais pourrait cependant se produire ;
- Application d'analyses numériques avancées considérant des scénarios multi-aléas sur la structure SS/S.

Pour le dimensionnement vis-à-vis des actions accidentelles non identifiées (Section 8.8), différentes alternatives sont proposées pour les structures de classe 2B (voir Section 2.1.4).

Le premier est l'utilisation d'une méthode prescriptive pour assurer la possibilité d'activer des liens horizontaux et verticaux en cas d'actions accidentelles (voir Section 5.3.1). Cette méthode est la plus facile à appliquer et son application est illustrée pour tous les exemples étudiés comme mis en évidence dans le tableau 10 (colonne verte).

Le second est la prise en compte de la suppression fictive des éléments porteurs considérés comme supprimés un par un à chaque étage du bâtiment. L'application de cette seconde alternative peut-être envisagée en utilisant des approches avec différents niveaux de sophistication :

- Utilisation d'une méthode analytique (voir Section 5.3.2) – l'application de cette méthode est illustrée pour la structure SS/NS ;
- Utilisation d'une approche numérique simplifiée (voir Section 5.3.3) – cette approche est appliquée à la structure SS/S ;
- Utilisation d'une approche numérique avancée (voir Section 5.3.4) – cette approche est appliquée à tous les exemples travaillés.

Une troisième alternative est l'utilisation de la méthode des éléments clés telle que proposée dans l'EN 1991-1-7 (voir Section 5.4). Cette méthode sera utilisée pour la structure CS/NS.

Enfin, la dernière alternative est l'utilisation de la compartimentation qui sera brièvement abordée pour la structure SS/NS.

Tableau 9. Types d'approches pour les actions identifiées et leur application.

| Structure | Actions identifiées           |                               |                               |                           |                               |                               |  |                           |                      |   |
|-----------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--|---------------------------|----------------------|---|
|           | Impact                        |                               |                               | Explosion extérieure      |                               | Explosion intérieure          |  | Incendie localisé         | Séisme               |   |
|           | Approche statique équivalente | Approche dynamique simplifiée | Approche dynamique compétente | Approche SDOF équivalente | Approche dynamique compétente | Approche statique équivalente | Approche dynamique (méthode équivalente TNT) | Modèles incendie localisé | Méthode prescriptive | Analyse numérique avancée (multi-risques) |
| SS/S      |                               |                               |                               | I.2.2/ SS/S               | I.2.3/ SS/S                   | I.3.1/ SS/S                   | I.3.2/ SS/S                                  |                           |                      | I.5.2/ SS/S                               |
| CS/S      | I.1.1/ CS/S                   | I.1.2/ CS/S                   | I.1.3/ CS/S                   |                           |                               |                               |  |                           |                      |   |
| SS/NS     |                               |                               |                               |                           |                               |                               |  |                           | I.5.1/ SS/NS         |   |
| CS/NS     | I.1.4/ CS/NS                  |                               |                               | I.2.1/ CS/NS              |                               |                               |  | I.4.1/ CS/NS              |                      |   |

Tableau 10. Types d'approches pour les actions non identifiées et leur application

| Unidentified actions |   |                     |   |                             |                    |   |
|----------------------|---|---------------------|---|-----------------------------|--------------------|---|
|                      | Méthode du chemin de charge alterné (ALPM)  |                     |   |                             | Élément-clé        | Segmentation  |
| Structure            | Approche prescriptive (Méthode des tirants) | Approche analytique | Prédiction simplifiée de la réponse dynamique | Approche numérique complète | Approche normative | Bords de segments souples / Bords de segments rigides |
| SS/S                 | II.1.1/ SS/S                                |                     | II.4.2/ SS/S                                  | II.4.3/ SS/S                |                    |   |
| CS/S                 | II.1.2/ CS/S                                |                     |   | II.4.4/ CS/S                |                    |   |
| SS/NS                | II.1.3/ SS/NS                               | II.4.1/ SS/NS       |   | II.4.5/ SS/NS               |                    | II.3.1/ SS/NS   |
| CS/NS                | II.1.4/ CS/NS                               |                     |   | II.4.6/ CS/NS               | II.2.1/ CS/NS      |   |

Dans le présent manuel de dimensionnement, seul un résumé des investigations menées sur les exemples travaillés est proposé. Plus de détails sont disponibles dans le livrable D2-2 du projet FAILNOMORE, qui est disponible gratuitement (en anglais) sur le site officiel du projet (<https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/>).

## 8.2 Géométrie et systèmes structuraux proposés pour étude

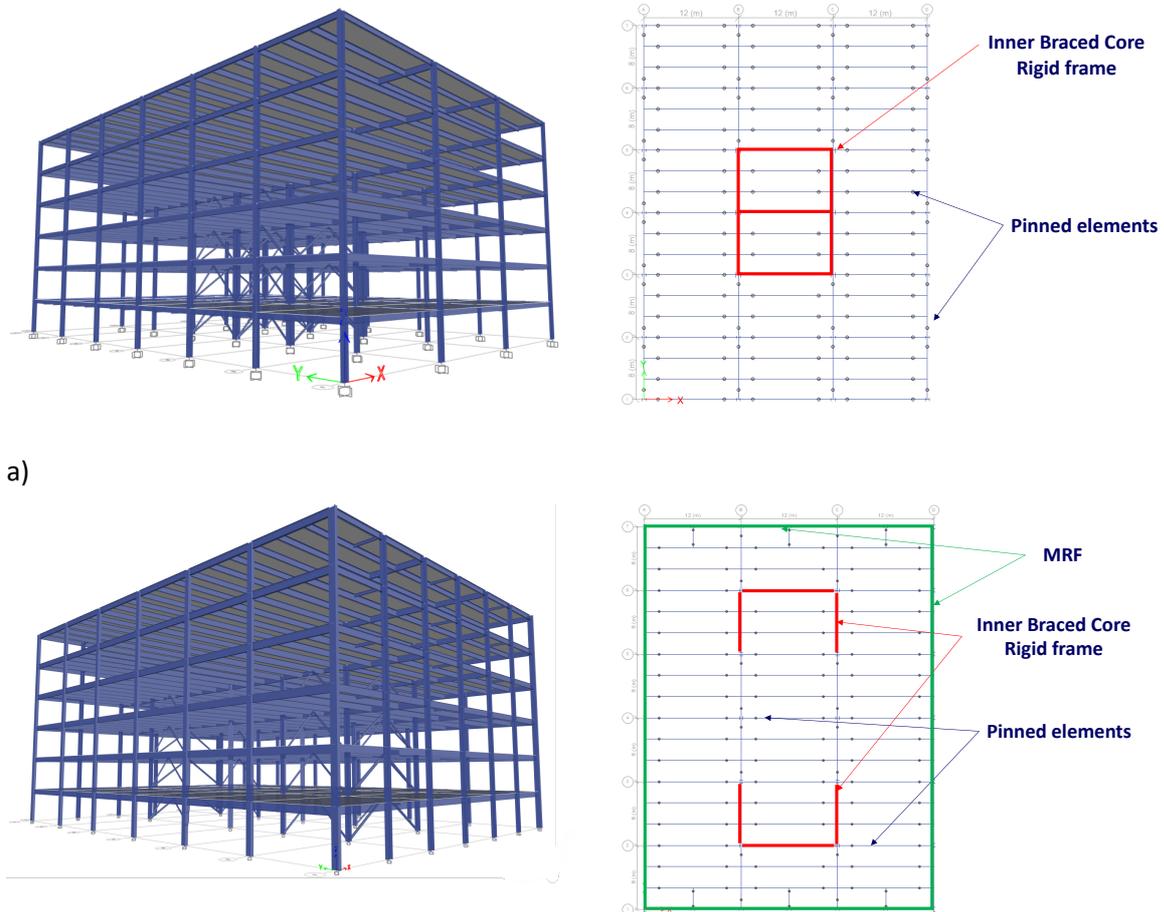
La géométrie des structures est illustrée à la figure 51, et se compose de :

- Zone non-sismique :
  1. 6 étages de 4.0 m de hauteur chacun;
  2. 6 travées de 8.0 m dans la direction Y ;
  3. 3 travées de 12.0 m dans la direction X.
- Zone sismic :
  1. 6 étages de 4.0 m de hauteur chacun;
  2. 6 travées de 8.0 m dans la direction longitudinale;
  3. 3 travées de 12.0 m dans la direction transversale – interne;
  4. 6 travées de 6.0 m dans la direction transversale – périmétrique.

Le système structurel principal se compose de:

- Zone non-sismique (Figure 51a):
  1. Un noyau interne contreventé en V pour résister aux charges latérales du vent ;
  2. Un grillage de poutres avec poutres principales et poutres secondaires pour résister aux charges de gravité.
- Zone sismique (Figure 51b) :
  1. Un système dual composé d'un noyau interne contreventé en V et de portiques à nœuds rigides (MRF) pour résister aux charges latérales dues au vent et aux tremblements de terre ;
  2. Un grillage de poutres avec poutres principales et poutres secondaires pour résister aux charges de gravité.

La conception initiale fait usage de l'acier S355 et du béton C30/37. De plus, pour les structures dans les zones sismiques, la nuance d'acier S460 a été utilisée pour les poutres non dissipatives dans les cadres contreventés. Des profilés en H et des profilés circulaires creux ont été utilisés pour les éléments en acier. Les assemblages ont été conçus selon les dispositions de l'EN 1993-1-8, avec des exigences supplémentaires pour les systèmes résistants aux séismes en termes de capacité minimale (voir EN 1998-2). Plus de détails sur les systèmes structuraux sont donnés dans les sections suivantes.



a)

b)

Figure 51. Présentation des systèmes structuraux : a) structures non sismiques ; b) structures sismiques

### 8.3 Actions, combinaison d'actions

Les actions qui ont été utilisées dans la conception de chaque typologie structurelle sont présentées dans le Tableau 11. La combinaison d'actions pour l'ÉLU et l'ELS a été considérée conformément à l'EN 1990. De plus, selon l'EN 1998, l'état limite de limitation des dommages (DL) a été pris en compte pour Cas SS/S et CS/S.

Tableau 11. Actions envisagées dans le processus de dimensionnement

| Charges                       | Structures   |                             |                                |
|-------------------------------|--|-----------------------------|--------------------------------|
|                               | SS/S & CS/S  | CS/NS                       | SS/NS                          |
|                               | Location   |                             |                                |
|                               | Timișoara, RO  | Luxembourg                  | Aachen, DE                     |
| <b>Poids propre</b>           | - Floors: $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$<br>- Façade (supporté par les poutres périmétriques) : $g_k = 4 \text{ kN/m}$   |                             |                                |
| <b>Charges d'exploitation</b> | - Charge d'exploitation pour immeuble de bureaux : $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$<br>- Charge de construction $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ (planchers généraux et toit). |                             |                                |
| <b>VENT</b>                   |  |                             |                                |
| Vitesse du vent               | $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$   | $v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$  | $v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$     |
| Pression du vent équiv.       | $q_b = 0.4 \text{ kN/m}^2$   | $q_b = 0.36 \text{ kN/m}^2$ | $q_p = 0.9 \text{ kN/m}^2$ *   |
| Catégorie de terrain          | III  | III                         | "Binnenland"*                  |
| <b>Charge de neige</b>        | $s_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$   | $s_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$  | $s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$ ** |
| <b>Charge sismique</b>        |  |                             |                                |
| Réponse du spectre élastique  | Type 1   |                             |                                |
| Classe du sol                 | B  |                             |                                |
| Accélération du sol, $a_g$    | 0.25 g   |                             |                                |
| Facteur de comportement, $q$  | $q = 4.8$ (portique double CBF+MRF)  |                             |                                |

Pression du vent simplifiée acc. selon DIN EN 1991-1-4/NA Tab. NA.B.3 comme couramment utilisé en Allemagne. Cela remplace le concept de catégorie de terrain. " Binnenland " peut être traduit par « région intérieure » ou " région intérieure " est utilisé pour être distingué des régions insulaires et côtières.

\*\* Neige zone 2 selon DIN EN 1991-1-3/NA

#### 8.4 Exigences en dimensionnement et résultats

L'analyse structurelle a été réalisée à l'aide de modèles 3D et d'analyses élastiques linéaires.

Pour SS/NS, les calculs sont effectués à l'aide du logiciel suivant:

- Dlubal RSTAB 8.22 pour les analyses EF incluant le module STEEL EC3 pour les vérifications des éléments de section;
- COP 2.1.3 Prime pour la vérification des assemblages.

Pour CS/NS, la conception du bâtiment a été réalisée à l'aide du logiciel SCIA (version 2019), tandis que les assemblages ont été conçus à l'aide de tableurs de calcul.

Pour les ouvrages conçus en zones sismiques (SS/S et CS/S), les logiciels Etabs v.19 et SAP2000 v23 ont été utilisés. La conception des assemblages a été réalisée à l'aide du logiciel SteelCON. Pour la conception sismique, une analyse du spectre de réponse modale a été réalisée. De plus, le mécanisme plastique et la réponse sismique au moyen d'une procédure d'analyse statique non linéaire (analyse push-over) ont été évalués à l'aide de la méthode N2.

Les vérifications effectuées pour toutes les structures concernées :

- Vérifications ELU pour lesquelles les résultats sont rapportés via des facteurs d'utilisation (UF).

- Vérifications ELS, qui ont été effectuées en utilisant les critères d'admissibilité suivants :
  1. La flèche maximale des poutres secondaires limitée à  $L/250$  ;
  2. La flèche maximale des poutres principales limitée à  $L/350$  ;

Le déplacement maximum du sommet sous l'action du vent limité à  $H/500$  ;

où  $L$  est la longueur des poutres et  $H$  est la hauteur de la structure.

De plus, pour les structures résistantes aux séismes, les vérifications suivantes ont été effectuées :

1. Déplacement relatif horizontal entre étages limité à  $0,75\% H_{st}$  pour respecter l'exigence de limitation des dommages (bâtiments avec éléments non structuraux ductiles) ;
2. Effets de second ordre :  $\theta \leq 0.2$  ;
3. Vérification des éléments et des assemblages dissipatifs dans les CBFs et les MRFs ;
4. Vérification des éléments et des assemblages non-dissipatifs dans les CBFs et les MRFs ;

où  $H_{st}$  est la hauteur d'étage et  $\theta$  est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages.

Le résultat de la conception est présenté dans les tableaux 12 à 14. Le tableau 12 fournit les sections transversales pour les différentes catégories de poutres et les facteurs d'utilisation pour la résistance (y compris la résistance au flambement le cas échéant) et la rigidité. Le tableau 13 fournit les sections transversales des différentes catégories de colonnes et les facteurs d'utilisation de la résistance (y compris la résistance au flambement). Pour les structures conçues en zone sismique, les facteurs d'utilisation des colonnes du système de résistance aux charges latérales LLRS se réfèrent à la demande maximale entre les combinaisons avec le vent ou l'action sismique.

La vérification ELS pour toutes les structures soumises à l'action du vent est présentée dans le Tableau 16. Toutes les structures ayant la même hauteur  $H$  (24 m), le rapport entre le déplacement latéral supérieur et la limite d'acceptabilité possède une valeur maximale d'environ 0,5.

Concernant les vérifications spécifiques pour les ouvrages en zone sismique, le Tableau 17 présente le contrôle des déplacements relatifs horizontaux entre étages vis-à-vis de l'état de limitation de l'endommagement. Comme on peut le constater, les structures satisfont cette limitation à  $0,75\%$ , avec un déplacement relatif entre les étages de  $0,24\%$ . Les SS/S et CS/S ont également été vérifiés à l'ELU en termes de limitation du déplacement relatif entre les étages à l'aide de l'équation suivante:

$$d_r^{ELU} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ELU} \quad (46)$$

où  $c$  est le facteur d'amplification (considéré égale à 1 puisque  $T_1 \geq T_C$ ),  $q$  est le facteur de comportement, et  $d_{re}$  est le déplacement relatif obtenu à partir du calcul statique.

La limite acceptable pour cette vérification est de  $2,5\% H_{st}$ . Comme présenté dans le tableau 18, toutes les valeurs sont inférieures à cette limite, la plus grande étant de  $0,49\%$ .

De plus, les résultats de la vérification au second ordre sont fournis dans le tableau 19. Comme on peut le constater, la plus grande valeur de  $\theta$  est de  $0,096$ . Par conséquent, comme il est mentionné dans l'Eurocode 8, les effets de second ordre peuvent être négligés, ayant une valeur pour  $\theta$  inférieure à  $0,1$ .

Le chargement sismique pour le dimensionnement des éléments non dissipatifs prend en compte le facteur d'utilisation (UF) des contreventements. Par conséquent, avec un UF de  $0,46$  pour le

contreventement le plus sollicité, un facteur de sur-résistance de  $1/0,46 = 2,16$  a été obtenu. Compte tenu également de l'effet d'écroutissage, le facteur de sur-résistance totale considéré pour le dimensionnement des éléments non dissipatifs est  $\Omega_T = 3.0$ .

Enfin, la contribution des MRF périmétriques a été vérifiée. Dans (RFCS, 2017), il est mentionné que la structure duale doit être vérifiée en vérifiant que les MRF reprennent au moins 25 % de la force sismique. Compte tenu de l'équilibre d'une ossature simple et du développement de rotules plastiques aux extrémités des poutres, la capacité d'un MRF est le double de la capacité plastique de la poutre divisée par la hauteur de l'étage. La résistance à la flexion nécessaire de la poutre peut être déterminée en utilisant l'expression suivante:

$$M_{pl,b} = \frac{F_y^{MRF}}{2} \cdot \frac{H_{st}}{n} \quad (47)$$

où  $F_y^{MRF}$  est la capacité du portique,  $H_{st}$  est la hauteur de l'étage, et  $n$  est le nombre de poutres.

Dans la formule ci-dessus, la capacité du portique est prise égale à 0,25 de la force sismique de l'étage et  $n$  égal à 12 puisqu'il y a 6 poutres par portique et 2 portiques par direction résistant aux actions sismiques.

Comme le montre le tableau 20, la capacité de flexion nécessaire est inférieure à la capacité efficace pour les deux directions ; ainsi, la condition de dualité est vérifiée.

Tableau 12. Sections et facteurs d'utilisation pour les poutres

| Cas   | Élément                                    | Direction <sup>4</sup> | Etagé  | Section              | Facteur d'utilisation (UF) |                        |
|-------|--|------------------------|--------|----------------------|----------------------------|------------------------|
|       |  |                        |        |                      | Force                      | Déflexion <sup>1</sup> |
| SS/S  | Poutres périmétriques                      | X                      | 1-6    | IPE550               | 0.278                      | 0.023                  |
|       |  | Y                      | 1-6    | IPE600               | 0.302                      | 0.153                  |
|       | Poutres intérieures                        | X                      | 1-6    | IPE550               | 0.546                      | 0.85                   |
|       |  | Y                      | 1-6    | IPE550               | 0.909                      | 0.928                  |
|       | <sup>5</sup> Poutres centrales intérieures | X                      | 1-3    | <sup>6</sup> HEM800* | 0.936                      | -                      |
|       |  |                        | 4-5    | HEM800               | 0.953                      | -                      |
|       |  |                        | 6      | HEM700               | 0.789                      | -                      |
|       |  | Y                      | 1-3    | HEM500               | 0.859                      | -                      |
|       |  | 4-6                    | HEB500 | 0.878                | -                          |                        |
| CS/S  | Poutres périmétriques <sup>2</sup>         | X                      | 1-6    | IPE550               | 0.278                      | 0.178                  |
|       |  | Y                      | 1-6    | IPE600               | 0.302                      | 0.157                  |
|       | Poutres intérieures <sup>2</sup>           | X                      | 1-6    | IPE400               | 0.627                      | 0.971                  |
|       |  | Y                      | 1-6    | IPE450               | 0.874                      | 0.94                   |
|       | <sup>5</sup> Poutres centrales intérieures | X                      | 1-3    | <sup>6</sup> HEM800* | 0.936                      | -                      |
|       |  |                        | 4-5    | HEM800               | 0.953                      | -                      |
|       |  |                        | 6      | HEM700               | 0.789                      | -                      |
|       |  | Y                      | 1-3    | HEM500               | 0.859                      | -                      |
|       |  | 4-5                    | HEB500 | 0.878                | -                          |                        |
| SS/NS | Poutres périmétriques                      | X                      | 1-6    | IPE500               | 0.51                       | 0.89                   |
|       |  | Y                      | 1-6    | IPE500               | 0.75                       | 0.83                   |
|       | Poutres intérieures                        | X                      | 1-6    | IPE550               | 0.62                       | 0.93                   |

|       |                                    |      |     |         |      |      |
|-------|------------------------------------|------|-----|---------|------|------|
|       |                                    | Y    | 1-6 | IPE600  | 0.87 | 0.89 |
|       | Poutres centrales intérieures      | X, Y | 1-6 | HEA300  | 0.9  | 0.19 |
| CS/NS | Poutres périmétriques <sup>3</sup> | X, Y | 1-6 | IPE 450 | 0.93 | 0.8  |
|       | Poutres intérieures <sup>3</sup>   | X    | 1-6 | IPE360  | 0.95 | 0.98 |
|       |                                    | Y    | 1-6 | IPE500  | 0.96 | 0.86 |
|       | Poutres centrales intérieures      | X, Y | 1-6 | IPE500  | 0.45 | -    |

<sup>1</sup>Critère de vérification de la flèche : L/250 pour les poutres secondaires, L/350 pour les poutres principales

<sup>2</sup>Goujons Nelson d=19mm, h=100 mm / 160 mm – poutres en acier pleinement connectées à une dalle pleine de 12cm

<sup>3</sup>Goujons Nelson d=19mm, h=100 mm / 160 mm – poutres en acier connectées à une dalle mixte de 13 cm et à un platelage Cofraplus 60 (0.88 mm)

<sup>4</sup>Voir Figure 51 pour orientation des axes

<sup>5</sup>Acier S460 utilisé pour les poutres centrales intérieures.

<sup>6</sup>HEM800\* est une section re-constituée, ayant la même hauteur que le HEM800 régulier, avec b = 380mm, t<sub>f</sub> = 50 mm, et t<sub>w</sub> = 30 mm.

Tableau 13. Sections et facteurs d'utilisation des colonnes

| Cas   | Elément                        |   | Section   | UF   |
|-------|--------------------------------|---|-----------|------|
| SS/S  | Colonnes d'angle               |   | HE550B    | 0.49 |
|       | Colonnes périmétriques         |   | HE500B    | 0.71 |
|       | Colonnes centrales intérieures |   | HD400X463 | 0.95 |
| CS/S  | Colonnes d'angle               |   | HE550B    | 0.48 |
|       | Colonnes périmétriques         |   | HE500B    | 0.71 |
|       | Colonnes centrales intérieures |   | HD400X463 | 0.95 |
| SS/NS | Colonnes périmétriques         | X | HEB 360   | 0.97 |
|       |                                | Y | HEB 340   | 0.94 |
|       | Colonnes intérieures           |   | HEM300    | 0.95 |
| CS/NS | Colonnes périmétriques         |   | HD360X162 | 0.61 |
|       | Colonnes centrales intérieures |   | HD400X216 | 0.78 |

Tableau 14. Sections et facteurs d'utilisation des barres de contreventement

| Cas  | Elément                   | Direction | Etage | Section | UF   |
|------|---------------------------|-----------|-------|---------|------|
| SS/S | Barres de contreventement | Y         | 1-3   | HEA320  | 0.41 |
|      |                           |           | 4     | HEA260  | 0.43 |
|      |                           |           | 5     | HEA220  | 0.46 |
|      |                           |           | 6     | HEA200  | 0.39 |
|      |                           | X         | 1-3   | HEB340  | 0.41 |
|      |                           |           | 4-5   | HEA320  | 0.27 |
| 6    | HEA260                    |           | 0.26  |         |      |

|      |  |       |     |        |      |               |      |
|------|--|-------|-----|--------|------|---------------|------|
| CS/S |  | Y     | 1-3 | HEA320 | 0.41 |               |      |
|      |  |       | 4   | HEA260 | 0.43 |               |      |
|      |  |       | 5   | HEA220 | 0.46 |               |      |
|      |  |       | 6   | HEA200 | 0.40 |               |      |
|      |  | X     | 1-3 | HEB340 | 0.41 |               |      |
|      |  |       | 4-5 | HEA320 | 0.39 |               |      |
|      |  |       | 6   | HEA260 | 0.26 |               |      |
|      |  | SS/NS |     | X, Y   | 1-6  | CHS 219.1x6.3 | 0.90 |
|      |  | CS/NS |     | X, Y   | 1-6  | CHS 219.1x5   | 0.71 |

On peut observer que, pour les structures SS/S et CS/S, la condition d'homogénéité (25 % d'écart maximum entre éléments UF en élévation) est satisfaite pour la plupart des éléments. La différence entre les barres de contreventement les plus sollicitées et les moins sollicitées est de 16% dans la direction Y. Cependant, dans la direction X, la condition n'est pas remplie pour les deux derniers étages en raison de l'exigence d'utiliser des sections transversales de classe 1 pour une classe de ductilité élevée.

Le tableau 15 présente la vérification de l'élançement des éléments diagonaux pour un dimensionnement sismique. On constate que tous les barres de contreventement remplissent la condition, la valeur maximale de l'élançement adimensionnel  $\lambda$  étant de 0,76, ce qui est inférieur à la limite admissible de 2,0.

Tableau 15. Vérification de l'élançement

| Cas          | Direction | Etage | Section | A (mm <sup>2</sup> ) | f <sub>y</sub> (MPa) | I (mm <sup>4</sup> ) | L <sub>cr</sub> (mm) | N <sub>cr</sub> (kN) | λ (-)    |
|--------------|-----------|-------|---------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------|
| SS/S et CS/S | X         | 6     | HEA260  | 8680                 | 275                  | 36680000             | 3605500              | 5848.1               | 0.638877 |
|              |           | 5-4   | HEA320  | 12400                | 275                  | 36950000             | 3605500              | 5891.2               | 0.76081  |
|              |           | 1-3   | HEB340  | 17090                | 275                  | 96900000             | 3605500              | 15449.4              | 0.551546 |
|              | Y         | 6     | HEA200  | 2570                 | 275                  | 13360000             | 2828500              | 3461.1               | 0.653809 |
|              |           | 5     | HEA220  | 3030                 | 275                  | 19950000             | 2828500              | 5168.3               | 0.584921 |
|              |           | 4     | HEA260  | 3310                 | 275                  | 36680000             | 2828500              | 9502.5               | 0.501197 |
|              |           | 1-3   | HEA320  | 3710                 | 275                  | 69850000             | 2828500              | 18095.6              | 0.434101 |

Tableau 16. Vérification ELS pour LLRS vis-à-vis de l'action du vent

| Cas   | Direction | Déplacement au sommet (mm) | Déplacement maximal autorisé (mm) |
|-------|-----------|----------------------------|-----------------------------------|
| SS/S  | X         | 4.62                       | 48                                |
|       | Y         | 3.2                        |                                   |
| CS/S  | X         | 4.61                       |                                   |
|       | Y         | 3.16                       |                                   |
| SS/NS | X         | 12.4                       |                                   |
|       | Y         | 7.3                        |                                   |
| CS/NS | X         | 8.6                        |                                   |
|       | Y         | 5.6                        |                                   |

Tableau 17. Déplacements relatifs inter-étages pour les structures en zones sismiques – DL

| Cas  | Etage | Direction | Ecart (%) | Cas  | Storey | Direction | Drift (%) |
|------|-------|-----------|-----------|------|--------|-----------|-----------|
| SS/S | 6     | X         | 0.171     | CS/S | 6      | X         | 0.172     |
|      | 5     |           | 0.209     |      | 5      |           | 0.210     |
|      | 4     |           | 0.244     |      | 4      |           | 0.243     |
|      | 3     |           | 0.222     |      | 3      |           | 0.220     |
|      | 2     |           | 0.224     |      | 2      |           | 0.222     |
|      | 1     |           | 0.183     |      | 1      |           | 0.182     |
|      | 6     | Y         | 0.190     |      | 6      | Y         | 0.190     |
|      | 5     |           | 0.241     |      | 5      |           | 0.241     |
|      | 4     |           | 0.238     |      | 4      |           | 0.238     |
|      | 3     |           | 0.203     |      | 3      |           | 0.203     |
|      | 2     |           | 0.193     |      | 2      |           | 0.192     |
|      | 1     |           | 0.148     |      | 1      |           | 0.148     |

Tableau 18. Déplacements relatifs inter-étages pour les structures en zones sismiques - ELU

| Cas  | Etage | Direction | Ecart (%) | Cas  | Etage | Direction | Ecart (%) |
|------|-------|-----------|-----------|------|-------|-----------|-----------|
| SS/S | 6     | X         | 0.343     | CS/S | 6     | X         | 0.343     |
|      | 5     |           | 0.419     |      | 5     |           | 0.419     |
|      | 4     |           | 0.486     |      | 4     |           | 0.486     |
|      | 3     |           | 0.440     |      | 3     |           | 0.440     |
|      | 2     |           | 0.445     |      | 2     |           | 0.444     |
|      | 1     |           | 0.364     |      | 1     |           | 0.364     |
|      | 6     | Y         | 0.380     |      | 6     | Y         | 0.381     |
|      | 5     |           | 0.482     |      | 5     |           | 0.482     |
|      | 4     |           | 0.476     |      | 4     |           | 0.476     |
|      | 3     |           | 0.406     |      | 3     |           | 0.406     |
|      | 2     |           | 0.385     |      | 2     |           | 0.385     |
|      | 1     |           | 0.297     |      | 1     |           | 0.296     |

Tableau 19. Effets de second ordre pour les structures en zones sismiques

| Cas  | Etage | h (mm) | P <sub>x</sub> (kN) | V <sub>x</sub> (kN) | d <sub>x</sub> (mm) | θ <sub>x</sub> (rad) | Cas  | Etage | h (mm) | P <sub>y</sub> (kN) | V <sub>y</sub> (kN) | d <sub>y</sub> (mm) | θ <sub>y</sub> (rad) |
|------|-------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|------|-------|--------|---------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| SS/S | 6     | 4000   | 10867               | 1753                | 60.77               | 0.094                | SS/S | 6     | 4000   | 10867               | 1881                | 59.12               | 0.085                |
|      | 5     | 4000   | 21734               | 2983                | 52.77               | 0.096                |      | 5     | 4000   | 21734               | 3176                | 50.10               | 0.086                |
|      | 4     | 4000   | 32602               | 3912                | 42.80               | 0.089                |      | 4     | 4000   | 32602               | 4094                | 38.57               | 0.077                |
|      | 3     | 4000   | 43469               | 4628                | 31.02               | 0.073                |      | 3     | 4000   | 43469               | 4810                | 27.01               | 0.061                |
|      | 2     | 4000   | 54336               | 5193                | 20.18               | 0.053                |      | 2     | 4000   | 54336               | 5376                | 17.01               | 0.043                |
|      | 1     | 4000   | 65203               | 5524                | 9.09                | 0.027                |      | 1     | 4000   | 65203               | 5707                | 7.42                | 0.021                |
| CS/S | 6     | 4000   | 10867               | 1753                | 60.73               | 0.094                | CS/S | 6     | 4000   | 10867               | 1883                | 59.11               | 0.085                |
|      | 5     | 4000   | 21734               | 2985                | 52.73               | 0.096                |      | 5     | 4000   | 21734               | 3178                | 50.08               | 0.086                |
|      | 4     | 4000   | 32602               | 3914                | 42.76               | 0.089                |      | 4     | 4000   | 32602               | 4097                | 38.54               | 0.077                |
|      | 3     | 4000   | 43469               | 4630                | 30.99               | 0.073                |      | 3     | 4000   | 43469               | 4813                | 26.98               | 0.061                |
|      | 2     | 4000   | 54336               | 5195                | 20.16               | 0.053                |      | 2     | 4000   | 54336               | 5379                | 16.98               | 0.043                |
|      | 1     | 4000   | 65203               | 5526                | 9.10                | 0.027                |      | 1     | 4000   | 65203               | 5710                | 7.40                | 0.021                |

Tableau 20. Contribution des portiques MRF pour le LLRS – SS/S et CS/S

| Cas  | Etage | Direction | $V_i$<br>(kN) | $0.25V_i$<br>(kN) | $n$ | $M_{RD,nec}$<br>(kN) | $W_{nec}$<br>(mm <sup>3</sup> ) | Section | $W_{eff}$<br>(mm <sup>3</sup> ) | $M_{RD,eff}$<br>(kNm) |
|------|-------|-----------|---------------|-------------------|-----|----------------------|---------------------------------|---------|---------------------------------|-----------------------|
| SS/S | 6     | X         | 1752.5        | 438.1             | 12  | 73.0                 | 205695.6                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 5     |           | 2983.3        | 745.8             | 12  | 124.3                | 350149.8                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 4     |           | 3911.9        | 978.0             | 12  | 163.0                | 459139.5                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 3     |           | 4628.3        | 1157.1            | 12  | 192.8                | 543229.7                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 2     |           | 5192.7        | 1298.2            | 12  | 216.4                | 609469.1                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 1     |           | 5523.6        | 1380.9            | 12  | 230.2                | 648313.6                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 6     | x         | 1881.3        | 470.3             | 12  | 78.4                 | 220813.2                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 5     |           | 3176.0        | 794.0             | 12  | 132.3                | 372765.1                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 4     |           | 4094.4        | 1023.6            | 12  | 170.6                | 480560.5                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 3     |           | 4810.2        | 1202.5            | 12  | 200.4                | 564574.4                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 2     |           | 5376.1        | 1344.0            | 12  | 224.0                | 630999.7                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 1     |           | 5707.5        | 1426.9            | 12  | 237.8                | 669894.1                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
| CS/S | 6     | X         | 1753.4        | 438.3             | 12  | 73.1                 | 205796.4                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 5     |           | 2984.7        | 746.2             | 12  | 124.4                | 350314.6                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 4     |           | 3913.5        | 978.4             | 12  | 163.1                | 459332.4                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 3     |           | 4630.1        | 1157.5            | 12  | 192.9                | 543444.7                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 2     |           | 5194.7        | 1298.7            | 12  | 216.4                | 609711.1                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 1     |           | 5526.1        | 1381.5            | 12  | 230.3                | 648600.5                        | IPE550  | 2787000                         | 989.4                 |
|      | 6     | x         | 1882.8        | 470.7             | 12  | 78.4                 | 220980.2                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 5     |           | 3178.0        | 794.5             | 12  | 132.4                | 373009.1                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 4     |           | 4096.9        | 1024.2            | 12  | 170.7                | 480855.4                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 3     |           | 4813.0        | 1203.2            | 12  | 200.5                | 564905.2                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 2     |           | 5378.9        | 1344.7            | 12  | 224.1                | 631327.2                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |
|      | 1     |           | 5710.0        | 1427.5            | 12  | 237.9                | 670185.7                        | IPE600  | 35112000                        | 12464.8               |

## 8.5 Assemblages

### 8.5.1 SS/NS

Les assemblages poutre-poutre ainsi que poutre-poteau sont des assemblages par gousset d'âme articulés. Les assemblages de contreventement ainsi que les assemblages de pieds de poteaux ne sont pas détaillés ici. Les assemblages de continuité de poteaux sont des assemblages de plaques d'extrémité résistant au moment. La position des assemblages de continuité de colonnes est supposée approximativement à mi-hauteur du bâtiment. La conception des assemblages de continuité de poteaux repose sur des dispositions constructive (uniquement des forces de compression et des moments fléchissants négligeables).

La nomenclature des assemblages dans les exemples travaillés est basée sur les ID des éléments présentés à la figure 52. Les label d'assemblage, les forces de cisaillement ELU et les résistances sont résumées dans le tableau 21.

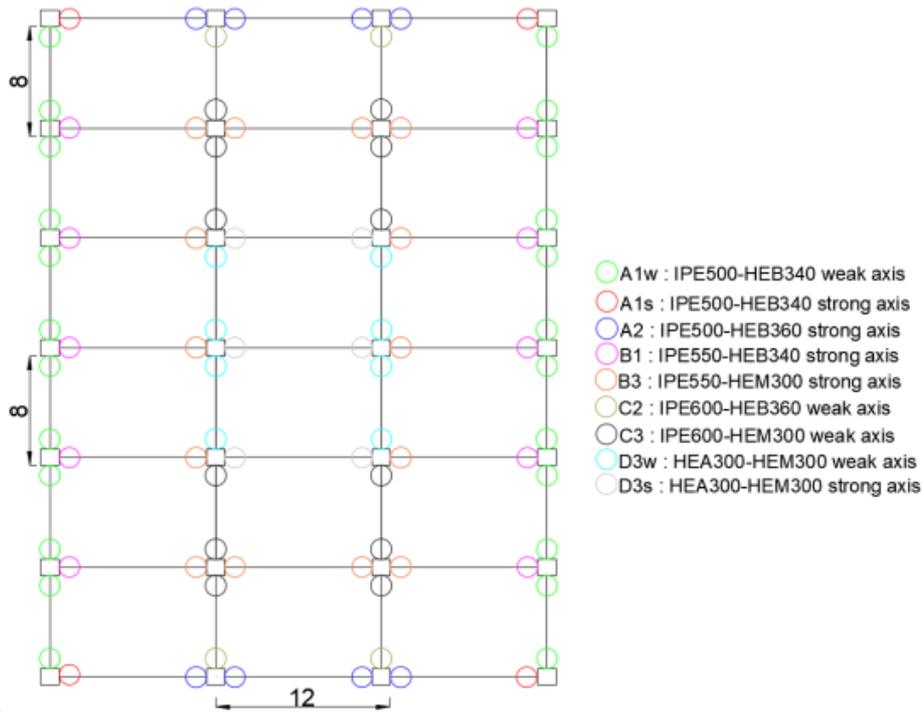


Figure 52. Positions des assemblages

Tableau 21. Vérifications des assemblages aux ELU, SS/NS

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Type<br>d'assemblage | Effort<br>tranchant<br>résistant (kN) | Moment<br>résistant<br>(kNm) | Mode de ruine                        | UF   |
|--|----------------------|---------------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|------|
| A1s / A2                                   | Gousset d'âme        | 196                                   | -                            | Gousset d'âme en pression diamétrale | 0.66 |
| A1w  | Gousset d'âme        | 255                                   | -                            | Gousset d'âme en pression diamétrale | 0.94 |
| B1 / B3                                    | Gousset d'âme        | 196                                   | -                            | Gousset d'âme en pression diamétrale | 0.92 |
| C2w / C3w                                  | Gousset d'âme        | 443                                   | -                            | Gousset d'âme en pression diamétrale | 0.97 |
| D3s  | Gousset d'âme        | 102                                   | -                            | Âme de poutre en pression diamétrale | 0.59 |
| D3w  | Gousset d'âme        | 102                                   | -                            | Âme de poutre en pression diamétrale | 0.88 |
| BA / BC                                    | Gousset d'âme        | 196                                   | -                            | Gousset d'âme en pression diamétrale | 0.92 |
| BD   | Gousset d'âme        | 185                                   | -                            | Gousset d'âme en pression diamétrale | 0.97 |

Le dimensionnement des assemblages a été réalisé à l'aide du logiciel COP précité. Notez que la conception de tels assemblages n'est pas directement couverte par la version actuelle de l'Eurocode ; la vérification est donc basée sur le document de l'ECCS (ECCS, 2009). Ces vérifications contiennent

également des exigences de ductilité pour reproduire correctement l'hypothèse d'assemblage articulée. Tous les modes de ruine sont ici ductiles (gousset d'âme ou âme de poutre en appui).

### 8.5.2 CS/NS

Deux types d'assemblages différents ont été calculés :

- Platine d'about ;
- Assemblage de continuité.

Une comparaison entre les platines d'extrémité et les goussets d'âme a été effectuée pour les assemblages aux colonnes (HD360x162) des poutres périmétriques (IPE450) et des poutres internes (IPE360).

Le résumé des résultats pour les assemblages est fourni dans le tableau 22.

Tableau 22. Vérifications des assemblages aux ELU, CS-NS

| Position  | Type d'assemblage | Effort tranchant résistant (kN) | Moment résistant (kNm) | Mode de ruine                                   | UF   |
|-----------|-------------------|---------------------------------|------------------------|---|------|
| Périmètre | Platine d'âme     | 289.38                          | -                      | Résistance au cisaillement du groupe de boulons | 0.73 |
|           | Gousset d'âme     | 297.96                          | -                      | Résistance au cisaillement du groupe de boulons | 0.71 |
| Interne   | Platine d'âme     | 289.38                          | -                      | Résistance au cisaillement du groupe de boulons | 0.64 |
|           | Gousset d'âme     | 265.89                          | -                      | âme de poutre portée en pression diamétrale     | 0.70 |

### 8.5.3 SS/S et CS/S

Des assemblages pré-qualifiés résistants aux moments induits par un séisme ont été adoptés pour les MRF périmétriques de SS/S et CS/S. La configuration d'assemblage de platine d'about débordante a été préférée parmi les différentes typologies disponibles dans le cadre du projet européen RFCS EqualJoints. Des assemblages d'égale résistance ont été choisis pour les MRF et les assemblages adoptés pour le SS/S ont également été utilisés pour le CS/S puisqu'aucun changement de section transversale n'a été opéré pour les MRF. De plus, la dalle étant considérée comme totalement déconnectée de la charpente métallique dans une zone circulaire autour d'une colonne (voir EN 1998-2), le caractère mixte des poutres avec la dalle a été négligé dans le calcul des assemblages.

Pour les autres éléments (poutre-poutre ainsi que poutre-poteau, à l'exception des MRF et du contreventement) des assemblages nominalement articulés ont été utilisés. Des cornières d'angle ont été utilisés dans les deux cas (SS-S et CS-S), avec des changements mineurs d'un cas à l'autre.

Le résumé des résultats pour les assemblages résistants à la flexion est fourni dans le tableau 23, tandis que le tableau 24 fournit la vérification des assemblages articulés.

Tableau 23. Vérifications du moment résistant des assemblages aux ELU, SS/S et CS/S

| Position                         | Type d'assemblage          | Moment résistant (kNm) | Effort tranchant résistant (kN) | Mode de ruine en flexion   | UF*  | $\frac{M_{Rd}}{M_{pl,b}}$ |
|----------------------------------|----------------------------|------------------------|---------------------------------|----------------------------|------|---------------------------|
| A/1, A/7<br>IPE600-HEB550        | Platine d'about débordante | 1173                   | 1516                            | Platine en flexion         | 0.29 | 0.94                      |
| A/1, A/7, A/2-6<br>IPE600-HEB500 | Platine d'about débordante | 1169                   | 1387                            | Platine en flexion         | 0.26 | 0.94                      |
| 1/A - 1/D<br>IPE550-HEB500       | Platine d'about débordante | 957                    | 1409                            | Platine d'about en flexion | 0.15 | 0.97                      |

Note :

\* Le facteur d'utilisation est défini pour ELU, situation de dimensionnement persistante uniquement

Tableau 24. Vérifications d'assemblages articulés aux ELU, SS/S et CS/S

| Cas  | Position                             | Etage | Type d'assemblage | Effort tranchant résistant (kN) | Mode de ruine                               | UF*  |
|------|--------------------------------------|-------|-------------------|---------------------------------|---|------|
| SS/S | A/1-7, D/1-7<br>IPE550-IPE600        | 1-6   | Cornière d'angle  | 196                             | Boulons de la poutre secondaire cisailés    | 0.72 |
|      | B/1-7, C/1-7<br>IPE550-IPE550        | 1-6   | Cornière d'angle  | 196                             | Boulons de la poutre secondaire cisailés    | 0.72 |
|      | B/2, B/5, C/2, C/5<br>IPE550-HEM500  | 1-3   | Cornière d'angle  | 196                             | Poutre secondaire en partie grugée          | 0.67 |
|      | B/2, B/5, C/2, C/5<br>IPE550-HEB500  | 4-6   | Cornière d'angle  | 196                             | Boulons de la poutre secondaire cisailés    | 0.65 |
| CS/S | A/1-7, D/1-7<br>IPE400-IPE600        | 1-6   | Cornière d'angle  | 196                             | Pression diamétrale de la poutre secondaire | 0.90 |
|      | B/1-7, C/1-7<br>IPE400-IPE450        | 1-6   | Cornière d'angle  | 196                             | Pression diamétrale de la poutre secondaire | 0.97 |
|      | B/2, B/5, C/2, C/5-<br>IPE550-HEM500 | 1-3   | Cornière d'angle  | 196                             | Poutre secondaire en partie grugée          | 0.74 |
|      | B/2, B/5, C/2, C/5<br>IPE550-HEB500  | 4-6   | Cornière d'angle  | 196                             | Poutre secondaire en partie grugée          | 0.84 |

Note :

\* Le facteur d'utilisation est défini pour ELU, projet en situation durable, uniquement

## 8.6 Commentaires sur la sélection finale des exemples de structures étudiées

### 8.6.1 Sismique vs. non-sismique

Les configurations structurelles ont été principalement conçues pour couvrir à la fois les zones sismiques et non-sismiques, tout en conservant des schémas structurels similaires pour permettre certaines comparaisons relatives à la conception sous actions accidentelles. Ainsi, les mêmes portées,

travées et hauteurs d'étage ont été adoptées. Cependant, certains ajustements ont été nécessaires pour les structures résistantes aux séismes, i.e. :

- La position des travées contreventées à proximité du centre de rigidité (Figure 51a) rend la structure sensible aux effets de la torsion (Figure 53a). Pour la conception sismique, il s'agit d'une configuration à éviter, car elle peut provoquer un effondrement ou de lourds dommages lors de séisme. En conséquence, les travées contreventées ont été déplacées vers l'extérieur (figure 51b) et, en plus, des MRF ont été ajoutées le long de tous les côtés constituant le périmètre. Cela a conduit à une meilleure réponse vis-à-vis des deux premières déformées modales translation (Figure 53b).
- Un portique dual (double) en acier résistant aux séismes nécessite une contribution d'au moins 25 % à la capacité totale de la part des MRF (voir EN 1998-2). Pour répondre à cette exigence, les dimensions des sections transversales des poutres et des colonnes dans les MRF devaient être augmentées et, en outre, des colonnes intermédiaires ont été introduites sur les côtés courts (X) du périmètre. Les travées intérieures sont restées inchangées.

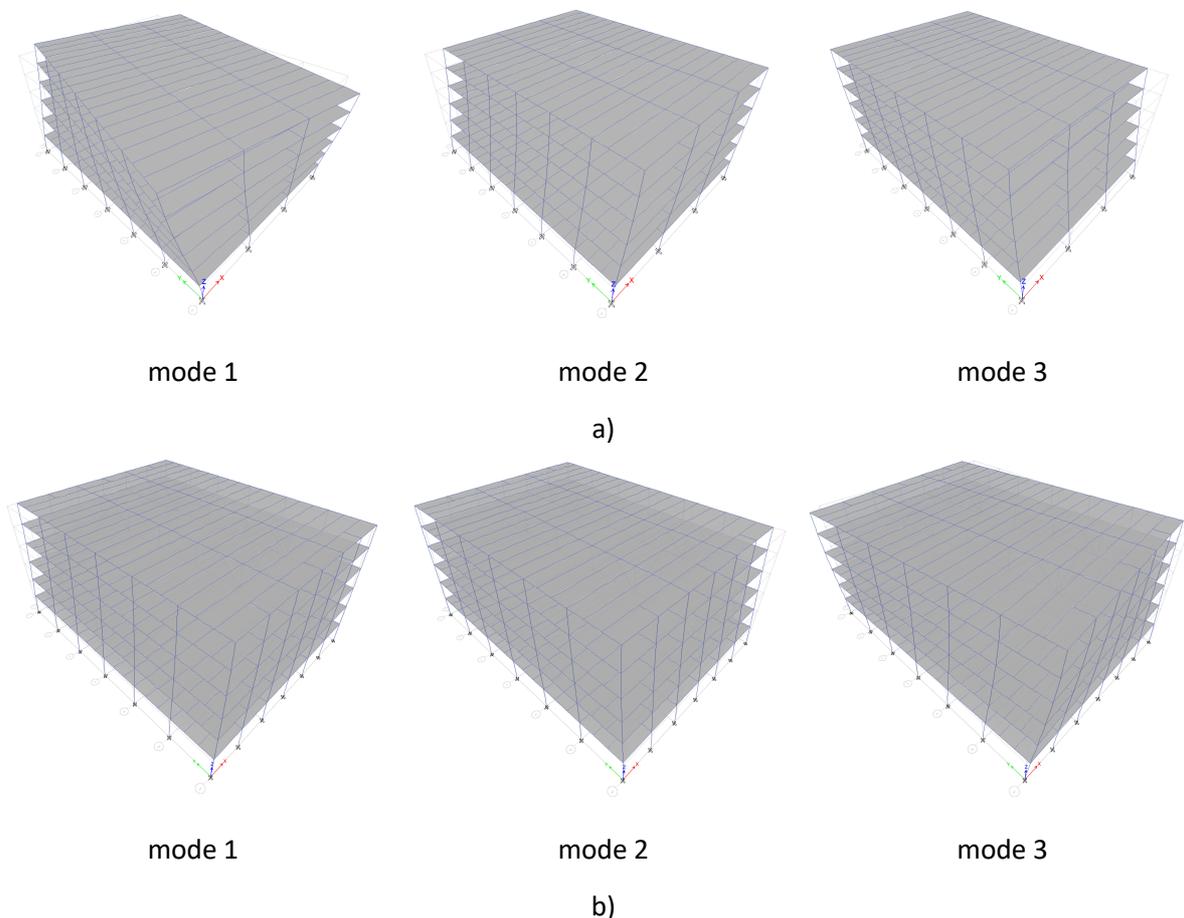


Figure 53. Allures modales des systèmes résistants au séismes : a) initiale, avec un 1er mode de torsion ; b) après reconfiguration, avec mode 1 et mode 2 (translation)

La condition selon laquelle la masse modale effective doit totaliser au moins 90 % de la masse effective totale est remplie et les valeurs sont fournies dans le tableau 25 pour la structure SS/S. Le premier mode correspond à une translation selon la direction X, le second correspond à une translation selon la direction Y, et le troisième correspond à une torsion autour de l'axe Z, comme le montre la figure 53b. Le comportement de la structure CS/S (formes modales) est très similaire et les résultats ne sont pas présentés.

Tableau 25. Paramètres modaux pour la structure SS/S

| Cas  | Mode | Période [s] | SomUX  | SomUY  | SomRZ  |
|------|------|-------------|--------|--------|--------|
| Mode | 1    | 0.769       | 0.7972 | 0      | 0      |
| Mode | 2    | 0.729       | 0.7972 | 0.7672 | 0      |
| Mode | 3    | 0.709       | 0.7972 | 0.7672 | 0.8153 |
| Mode | 4    | 0.271       | 0.9343 | 0.7672 | 0.8153 |
| Mode | 5    | 0.256       | 0.9343 | 0.9289 | 0.8153 |
| Mode | 6    | 0.25        | 0.9343 | 0.9289 | 0.9356 |
| Mode | 7    | 0.159       | 0.9692 | 0.9289 | 0.9356 |
| Mode | 8    | 0.147       | 0.9692 | 0.9289 | 0.9701 |
| Mode | 9    | 0.145       | 0.9692 | 0.9675 | 0.9701 |
| Mode | 10   | 0.113       | 0.9888 | 0.9675 | 0.9701 |
| Mode | 11   | 0.105       | 0.9888 | 0.9862 | 0.9701 |
| Mode | 12   | 0.105       | 0.9888 | 0.9862 | 0.9891 |

### 8.6.2 Acier vs. mixte

L'avantage d'utiliser des poutres mixtes est de permettre une réduction des sections transversales du système structural de reprise des charges gravitationnelles. Pour le LLRS des ouvrages en zones sismiques, aucune modification de section n'a été effectuée. Ainsi, les mêmes sections et les mêmes UFs ont été obtenues pour les poutres, colonnes et poutres de périmètre non dissipatives du MRF pour le CS/S que dans le cas de la structure SS/S. De plus, comme le chargement reste le même (voir Tableau 19), les effets de second ordre pour les deux structures sont presque identiques.

Les systèmes mixtes ont été simplement déduits des ossatures métalliques, en considérant l'action composite des poutres (pour les structures parasismiques) et l'action composite des poutres et des planchers (structures non sismiques). Pour la deuxième catégorie, une structure entièrement mixte a également été conçue en remplaçant les colonnes en acier par des colonnes mixtes acier-béton équivalentes. L'intérêt de ce choix structural était principalement pour les charges d'impact et de souffle explosion accidentel comme il sera mis en évidence ici après.

## 8.7 Evènements exceptionnels identifiés

### 8.7.1 Impact

#### 8.7.1.1 Dimensionnement pour un impact utilisant une approche statique équivalente (CS/S)

|  |               |   |          |   |
|--|---------------|---|----------|---|
| <br>Exemple d'application   | Titre         | Dimensionnement vis-à-vis de l'impact à l'aide l' approche statique équivalente |          | 1 sur 3 pages   |
|  | Structure     | Structure mixte en zone sismique  | Fait par | UPT   |
|  | Document ref. | I.1.1 / CS/S  |          | Date: 06/2021   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis de l'impact des colonnes de périmètre du premier étage dans une structure mixte en zone sismique en utilisant l'approche statique équivalente</b></p> <p>Cet exemple donne des informations sur la conception contre l'impact dû à une collision accidentelle d'un véhicule.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions en cas de dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure CS/S);</li> <li>Action d'impact <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Définition des scénarios d'impact</u></p> <p>Les scénarios d'impact impliquent des colonnes de périmètre le long des voies de circulation. Dans cet exemple, les façades longues (le long de la voie de circulation verticale – voir Figure 54) et courtes (le long de la voie de circulation horizontale – voir Figure 54) sont exposées.</p> <p>L'impact donne lieu à une force de collision qui a des composantes parallèles et perpendiculaires à la direction de déplacement. Dans le processus de conception, les deux composants peuvent être considérés comme indépendants, c'est-à-dire que les deux composants ne doivent pas être appliqués en même temps.</p> <p>Hypothèses d'impact:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Colonnes exposées : premier étage (C1-C5 – voir Figure 54 et Figure 55)</li> <li>Hauteur du point d'impact : 1.5m</li> <li>Forces d'impact (voir Tableau 26)</li> </ul> <p>Les charges d'impact sont calculées à l'aide des données du tableau 4.1 de (EN 1991-1-7 2006), en considérant le cas : <i>autoroutes et routes nationales principales</i>.</p> |               |   |          | Manuel de dimensionnement § 4.2.2.1<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b<br><br>EN 1991-1-7 2006 |

Analyse structurelle

Une **analyse élastique linéaire** a été réalisée sur un modèle 3D complet à l'aide du logiciel SAP2000. Les sections des éléments sont celles issues du dimensionnement initial (situations de conception durable et sismiques). Les critères d'acceptation sont donnés en termes de facteurs d'utilisation (UF) pour les combinaisons accidentelles uniquement.

Tableau 26. Forces d'impact pour l'analyse statique linéaire – CS/S

| Cas       | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |
|-----------|---------------|---------------|
| <b>C1</b> | 1000          | 500           |
|           | 500           | 1000          |
| <b>C2</b> | 1000          | 500           |
| <b>C3</b> | 1000          | 500           |
| <b>C4</b> | 1000          | 500           |

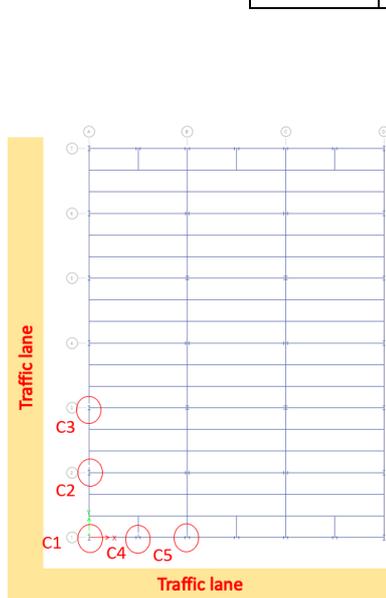


Figure 54. Aménagement de la route

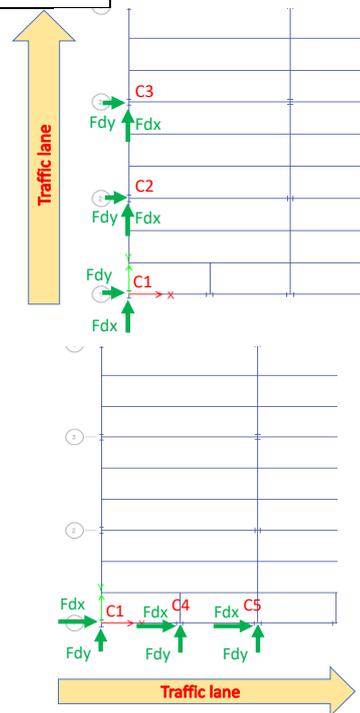


Figure 55. Vues en plan avec direction d'impact pour chaque voie de circulation

Résultats

Tableau 27. Résultats de l'analyse statique linéaire

| Cas       | Section | Force d'impact (kN) | Axe    | Support inférieur | $N$ (kNm) | $M$ (kNm) | UF (-) | Force d'impact critique** (kN) |  |
|-----------|---------|---------------------|--------|-------------------|-----------|-----------|--------|--------------------------------|--|
| <b>C1</b> | HEB550  | 1000                | Fort   | Encastré          | 1048      | 670       | 0.48   | 2700                           |  |
|           |         | 500                 | Faible | Encastré          | 1053      | 230       | 0.66   | 800                            |  |
|           |         | 500                 | Fort   | Encastré          | *         |           |        |                                |  |
|           |         | 1000                | Faible | Encastré          | 1074      | 625       | 1.31   | -                              |  |
| <b>C2</b> | HEB500  | 1000                | Fort   | Encastré          | 2218      | 677       | 0.90   | 1250                           |  |
|           |         | 500                 | Faible | Encastré          | 2216      | 342       | 1.04   | -                              |  |
| <b>C3</b> | HEB500  | 1000                | Fort   | Encastré          | 2229      | 681       | 0.9    | 1250                           |  |

|    |        |      |        |          |      |     |      |      |
|----|--------|------|--------|----------|------|-----|------|------|
|    |        | 500  | Faible | Encastré | 2238 | 342 | 1.05 | -    |
| C4 | HEB500 | 1000 | Fort   | Encastré | 591  | 755 | 0.63 | 1300 |
|    |        | 500  | Faible | Encastré | 647  | 339 | 0.74 | 700  |
| C5 | HEB500 | 1000 | Fort   | Encastré | 1687 | 787 | 0.86 | 1800 |
|    |        | 500  | Faible | Encastré | 1696 | 340 | 0.95 | 550  |

\* Le scénario est moins exigeant car la colonne a déjà été vérifiée pour la même charge d'impact appliquée selon l'axe faible de la section.

\*\* Force d'impact qui provoque la défaillance de la colonne (UF=1)

### Conclusions

- Six des neuf scénarios d'impact satisfont au critère UF, résultant en une conception appropriée.
- Trois des neuf scénarios d'impact entraînent un dépassement de capacité. Cependant, les résultats peuvent être conservatifs, car ils sont obtenus à l'aide d'une analyse statique simplifiée. Par conséquent, pour les vérifications qui ne sont pas réalisées à l'aide de cette approche, une évaluation des capacités avec des approches plus sophistiquées peut être utilisée à la place de la méthode simplifiée (voir l'exemple résolu (W.E.) I.1.2 / CS/S).
- Pour atténuer l'impact, le danger peut être évité ou éliminé (voir Section 4.2.1).
- Afin d'améliorer le dimensionnement et la réponse à une force d'impact, d'autres mesures peuvent être mises en œuvre:
  - Adopter une nuance d'acier supérieure pour les colonnes;
  - Orienter les colonnes (selon leur axe fort de section) pour maximiser la résistance aux chocs.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.4 →  
Fin du  
dimensionnement

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.5 →  
Bloc B.II **OU** Bloc  
B.6

8.7.1.2 Dimensionnement pour un impact à l'aide d'une approche dynamique simplifiée (CS/S)

|   |               |   |          |   |
|---|---------------|---|----------|---|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement pour un impact en utilisant une approche dynamique simplifiée |          | 1 sur 3 pages   |
|   | Structure     | Structure mixte en zone sismique  | Fait par | UPT   |
|   | Document ref. | I.1.2 / CS/S  |          |   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis l'impact des colonnes de périmètre du premier étage dans une structure mixte en zone sismique à l'aide de l'analyse dynamique simplifiée</b></p> <p>Cet exemple donne des informations sur le dimensionnement vis-à-vis de l'impact provoqué par une collision accidentelle d'un véhicule.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Pour la géométrie, les sections, les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>• Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure CS/S);</li> <li>• Action d'impact <math>A_{Ed}</math> (voir la section plus haut).</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Définition des scénarios d'impact</u></p> <p>Les scénarios d'impact incluent des colonnes de périmètre le long des voies de circulation, telles que définies précédemment dans W.E. I.1.1 / CS/S. Dans cet exemple, cependant, un seul scénario est détaillé, c'est-à-dire la colonne C1 (UF = 1,31), impact selon l'axe faible, qui a l'UF le plus élevé selon le dimensionnement par approche statique équivalente - voir Tableau 26, W.E. I.1.1 / CS/S pour les efforts considérés.</p> <p><u>Analyse structurelle</u></p> <p>Une <b>analyse dynamique non-linéaire</b> est réalisée sur une seule colonne (isolée de la structure) à l'aide du logiciel SAP2000.</p> <p>La direction de l'impact correspond à celle de l'axe faible. De même ; l'application de la force <math>F_{dx}</math>, en considérant une vitesse et une masse du véhicule de <math>v_r=90</math> km/h et <math>m=3,5</math> tonnes, respectivement.</p> <p>La colonne est en acier HEB500, S355 et mesure 4,0 m de haut. La colonne est étudiée seule avec les conditions aux limites suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• la base de la colonne est fixe;</li> <li>• le haut de la colonne a tous les degrés de liberté fixes, à l'exception du déplacement vertical, qui n'est pas contraint.</li> </ul> |               |   |          | <p>Manuel de dimensionnement § 4.2.2.2</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> <p>W.E. I.1.1 / CS/S</p> |

L'analyse se fait en deux étapes :

**1<sup>ère</sup> étape** : force nodale verticale correspondant à la force au sommet de la colonne obtenue à partir de l'analyse statique en combinaison accidentelle ( $DL + 0.5 \times LL$ ) est appliquée statiquement comme une force de compression axiale.

**2<sup>nde</sup> étape** : la force d'impact est appliquée transversalement selon la direction de l'axe faible en utilisant une analyse en dynamique non-linéaire et une approche de type collision/impacte rigide comme suit :

Valeur

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m}$$

EN1991-1-7,  
formule C.1

où  $v_r$  est la vitesse d'impact,  $m$  est la masse d'impact, et  $K$  la rigidité de l'objet impacté.

Les paramètres sont calculés en considérant le même type de route (*autoroutes et routes nationales principales*):

$$K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}$$

EN1991-1-7

$$v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}$$

Hypothèse

$$m = 3500 \text{ kg}$$

Hypothèse

Le résultat est :

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} = 22.2 \sqrt{300000 \cdot 3500} = 720 \text{ kN}$$

**Note** : Si la force d'impact est amplifiée via le DLF (de valeur recommandée de  $DLF = 1,4$ ), la force d'impact dynamique équivalente,  $F_{equiv}$ , calculée ci-dessus est similaire à celle appliquée dans l'analyse statique (voir W.E 1.1.1 / CS/S) :

Formule (4.1.5)  
de  
(Vrouwenvelder  
et al., 2005)

$$F_{equiv} = 720 \cdot 1.4 = 1008 \text{ kN}$$

Dans l'analyse dynamique, la force est appliquée à l'aide d'une fonction rampe avec une montée instantanée et une durée de :

$$\Delta t = \sqrt{k/m} = \sqrt{300000/3500} = 0.108 \text{ s}$$

EN1991-1-7

La durée totale de l'analyse dynamique est d'une seconde (supérieure à la durée de la fonction rampe  $\Delta t$ ), pour vérifier si la colonne reste stable en fin de la fonction rampe.

SAP2000

Le comportement non-linéaire est modélisé à l'aide de rotules plastiques placées à chaque extrémité de la colonne et au point d'impact en considérant l'interaction P-M2-M3. Les rotules plastiques sont modélisées à l'aide d'une approche fibres.

Les effets de la sollicitation d'impact rapide (effets de la vitesse de déformation) sont considérés en utilisant un facteur d'augmentation dynamique (DIF) appliqué à la résistance du matériau.

La formulation DIF pour l'acier laminé à chaud avec une limite d'élasticité allant jusqu'à  $420 \text{ N/mm}^2$  peut être exprimée selon la méthode (CEB 1988).

La vitesse de déformation ( $\dot{\epsilon}$ ) est obtenu à l'aide d'une procédure itérative. Dans la première itération, le rapport entre la déformation spécifique et le temps jusqu'au point de plastification est calculé sur la base des résultats de l'analyse sans appliquer de DIF.

Ensuite, l'analyse est à nouveau effectuée avec les propriétés du matériau modifiées en utilisant un DIF, suivi d'un re-calcul DIF. Si les nouvelles valeurs DIF sont comparables à celles de l'étape précédente (convergence), aucune autre itération n'est nécessaire.

$$DIF = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6.0}{f_y} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

$$DIF = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7.0}{f_u} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

A la fin du processus itératif, on obtient DIF ( $f_y$ ) = 1.118.

Résultats

La colonne peut supporter la force d'impact, mais avec des déformations plastiques naissantes au point d'impact égales à 0,054% de déformation axiale, 0,073% à l'extrémité inférieure et 0,036% à l'extrémité supérieure de la colonne.

Le déplacement horizontal maximal est de 29,12 mm, avec une déformée de flexion résiduelle de 16,47 mm. La figure ci-dessous montre l'évolution au cours du temps du déplacement latéral de la colonne au point d'impact.

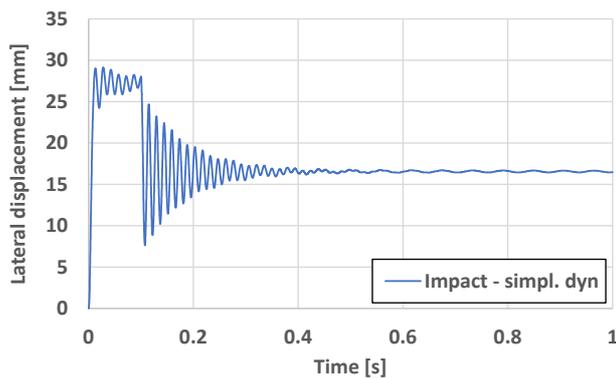


Figure 56. Evolution au cours du temps du déplacement latéral au point d'impact – CS S

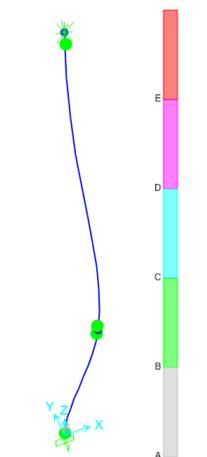


Figure 57. Rotules plastiques – CS S

Conclusions

L'application de l'approche statique équivalente (W.E. I.1.1 / CS/S) a indiqué que le facteur d'utilisation dépasse l'unité → un redimensionnement est donc nécessaire. Cependant, si des déformations plastiques sont tolérées dans la colonne, le dimensionnement devient **acceptable** par application de *l'approche dynamique simplifiée* → fin de dimensionnement.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.6 →  
Fin de  
dimensionnement

8.7.1.3 Dimensionnement pour un impact utilisant une approche dynamique complète (CS/S)

|   |               |   |          |  |
|---|---------------|---|----------|--|
| <br>Exemple d'application  | Titre         | Dimensionnement pour un impact en utilisant une approche dynamique complète |          | 1 sur 4 pages  |
|   | Structure     | Structure mixte en zone sismique  | Fait par | UPT  |
|   | Document ref. | I.1.3 / CS/S  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis de l'impact de colonnes situées le long du périmètre du premier étage dans une structure mixte en zone sismique à l'aide de l'analyse dynamique complète</b></p> <p>Cet exemple donne des informations sur le dimensionnement vis-à-vis de l'impact provoqué par une collision accidentelle d'un véhicule.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections, les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure CS/S);</li> <li>Action d'impact <math>A_{Ed}</math> (voir la section plus haut).</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Définition des scénarios d'impact</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la définition des scénarios d'impact, voir l'exemple W.E. I.1.1 / CS / S, avec des détails spécifiques rapportés dans W.E. I.1.2 / CS / S.</li> <li>Les paramètres d'impact sont calculés en considérant le même type de route (Autoroutes et routes nationales nationales):</li> </ul> <p><math>K = 300 \text{ kN/m} = 300000 \text{ N/m}</math> – rigidité de l'objet impactant<br/> <math>v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ m/s}</math> – vitesse d'impact;<br/> <math>m = 3500 \text{ kg}</math> – masse impactante.</p> <p><u>Analyse structurelle</u></p> <p>Pour analyser un comportement structurel complexe, tel qu'une collision d'objets suivie du détachement d'éléments et d'un éventuel effondrement, l'impact avec un véhicule a été explicitement modélisé. Une analyse dynamique non linéaire a été réalisée sur un modèle 3D complet à l'aide du logiciel ELS.</p> <p>ELS utilise un solveur non linéaire basé sur AEM (Tagel-Din et Meguro, 2000) et permet la détection et le calcul automatiques de la plastification, de l'érouissage, de la rupture des matériaux, du détachement des éléments, du contact à l'impact, du flambement/post-flambage, de la propagation des fissures, action membranaire et effet P-Δ. Dans la technique de modélisation AEM, les éléments structurels sont</p> |               |   |          | Manuel de dimensionnement § 4.2.2.3<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b<br><br>W.E. I.1.1 / CS/S et W.E. I.1.2 / CS/S<br><br>EN 1991-1-7 |

modélisés comme de petits éléments solides (la discrétisation est faite à la fois le long de la

longueur de l'élément et de la section) reliés par des ressorts normaux et tangentiels qui obéissent à la loi de comportement du matériau correspondant (comportement plastique, séparation, contact). Après avoir atteint la déformation de rupture, les ressorts sont désactivés. Ensuite, si les éléments séparés entrent en contact, des ressorts sont générés à la surface des éléments qui sont forcés les uns vers les autres (Applied Science International, 2021).

Les colonnes et les poutres ont été définis comme des objets solides avec une section transversale de forme I/H constante. Les objets ont été discrétisés en petits éléments solides, générant 25 jeux de ressorts à chaque surface. Des éléments de liaison ont été utilisés pour modéliser des contreventements verticaux et des traverses horizontales (ancrées aux colonnes de périmètre). Les propriétés d'assemblage poutre-poteau ont été modélisées avec des objets à 8 nœuds pour les plaques d'extrémité et des ressorts individuels pour chaque boulon. Les assemblages nominaleme nt articulés ont été définis en reliant les poutres secondaires aux poutres principales en utilisant uniquement les ressorts représentant les boulons. Les pieds de poteaux étaient considérés comme fixes. Les dalles en béton armé (RC) ont été modélisées comme des éléments pleins en béton avec des ressorts en acier au niveau de l'armature. Les ressorts ont également utilisés pour simuler les connecteurs reliant les poutres à la dalle RC.

Pour prendre en compte les effets d'inertie, des charges permanentes et des charges charges d'exploitation ont été attribuées aux planchers à l'aide de masses localisées, qui simulent mieux les effets d'inertie comparé à une affectation des charges.

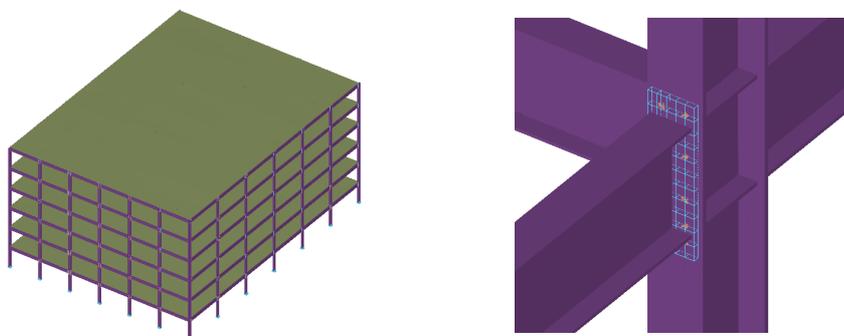
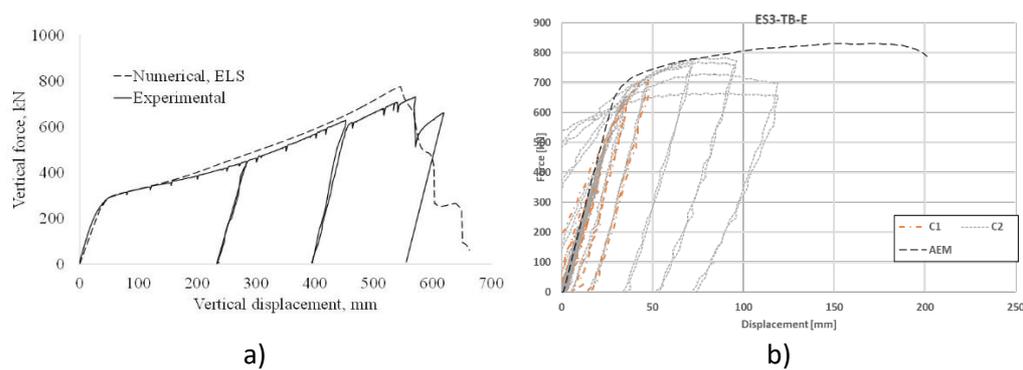


Figure 58. CS/S Modèle de structure (vue générale et détail d'assemblage)

Pour améliorer la précision du modèle AEM, un maillage fin a été appliqué aux éléments structuraux et aux assemblages qui contribuent à la capacité de redistribution des charges. L'étalonnage a été effectué par rapport à des données expérimentales pertinentes provenant d'essais sur des sous-ensembles et des assemblages (voir la figure 59). Ainsi, la figure 59a montre les courbes force-déplacement pour un scénario de perte de colonne obtenues à partir d'un essai expérimental et de la prédiction numérique correspondante dans ELS, tandis que la figure 59b montre les courbes hystérétiques et enveloppes pour des assemblages poutre-poteau à partir d'essais. Sur la base de ces deux comparaisons, la précision du modèle numérique dans la reproduction de la réponse structurale est considérée comme adéquate.



a) b)  
Figure 59. Calibration du système à partir des essais CODEC et calibration des assemblages à partir des essais Egal-assemblage : a) force-déplacement lors d'un scénario de perte de colonne (Dinu et al., 2016) ; courbes hystérétiques poutre-poutre et courbes enveloppes (Landolfo et al., 2018)

L'analyse se fait en deux étapes.

**1<sup>ère</sup> étape** : les charges permanentes et dynamiques sont appliquées sur la structure dans une analyse non linéaire statique

**2<sup>nde</sup> étape** : le corps d'impact entre en collision avec la colonne C2 dans une analyse non linéaire dynamique.

#### Hypothèses du modèle pour l'impact

Le corps impactant (c'est-à-dire le véhicule) est autorisé à glisser sur le plan horizontal uniquement, à une hauteur de 1,5 m, et possède une masse de 3,5 tonnes. La vitesse initiale de l'objet est de 25 m/s. Le corps impactant est composé d'une plaque de contact, d'une plaque avec une masse assignée et de ressorts axiaux entre elles. La hauteur de la zone de contact entre le camion et la colonne est considérée comme égale à 0,6 m. Une rigidité de 300 kN/m est reproduite par des ressorts élastiques.

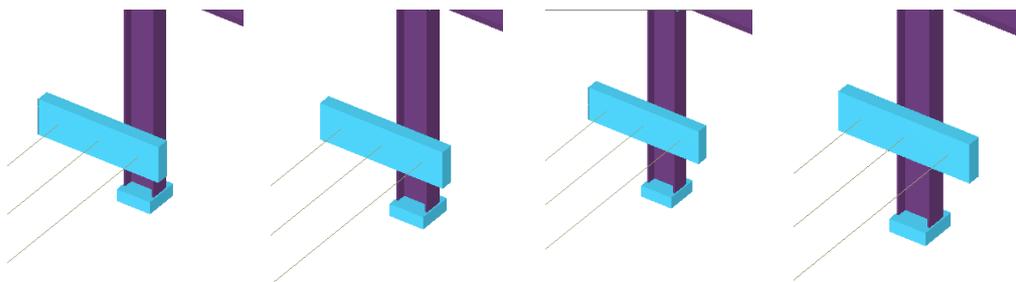


Figure 60. Objet de collision se déplaçant vers la colonne

## Résultats

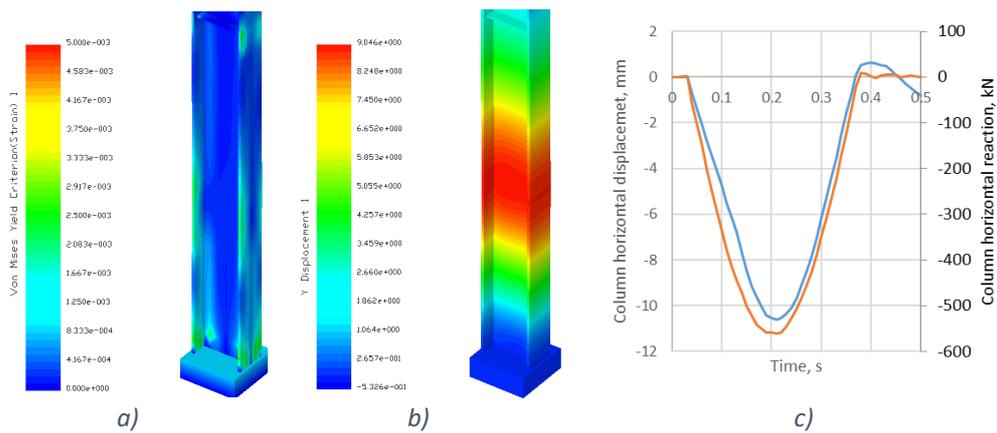


Figure 61. Résultats pour la colonne impactée : a) souches ; b) déformations ; c) force de réaction de base horizontale (orange) et déplacement horizontal au point d'impact (bleu)

Les résultats montrent des déformations plastiques limitées dans la colonne impactée, avec un déplacement latéral maximal de 10,6 mm.

## Conclusions

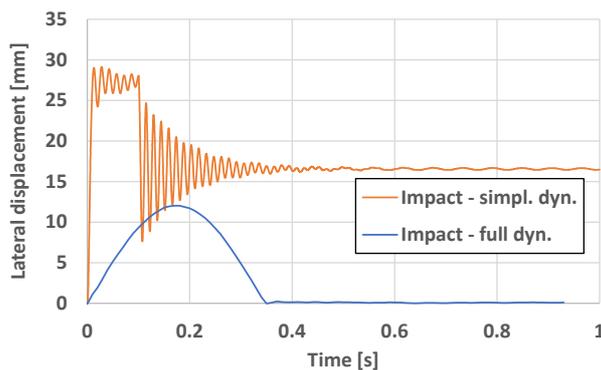


Figure 62. Déplacement latéral au cours du temps – comparaison des approches dynamiques

Par rapport au W.E. I.1.2 / CS/S, l'approche dynamique complète se traduit par moins de déformations (comme présenté sur la Figure 62), car la retenue apportée par la structure adjacente (en particulier la retenue verticale) est prise en compte, et la pente de la fonction de montée de la force d'impact "réelle" est moins forte que celle utilisée pour l'approche dynamique simplifiée.

Notez que la prise en compte explicite de l'interaction *objet impact-structure* peut entraîner des demandes beaucoup plus élevées que celles généralement considérées dans l'analyse dynamique simplifiée (Dubina et al., 2019).

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.6 → Fin du  
dimensionnement

8.7.1.4 Dimensionnement pour un impact en utilisant une approche statique équivalente (CS/NS)

|  |               |   |          |   |
|--|---------------|---|----------|---|
| <br>Exemple d'application   | Titre         | Dimensionnement pour un impact en utilisant une approche statique équivalente |          | 1 sur 4 pages   |
|  | Structure     | Structure mixte en zone non-sismique  | Fait par | AM  |
|  | Document ref. | I.1.4 / CS/NS   |          | Date: 06/2021   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis de l'impact de colonnes situées le long du périmètre du premier étage dans une structure mixte en zone sismique en utilisant l'approche statique équivalente</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis de l'impact dû à une collision accidentelle d'un véhicule.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour la géométrie, les sections, les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>• Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour structure CS/S);</li> <li>• Action d'impact <math>A_{Ed}</math> (voir la section plus haut).</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Définition des scénarios d'impact</u></p> <p>Les scénarios d'impact incluent des colonnes situées sur le périmètre le long des deux voies de circulation (voir la figure 63). Dans cet exemple, la façade longue et la façade courte sont exposées.</p> <p>L'impact donne lieu à une force de collision qui a une composante parallèle et une composante perpendiculaire à la direction de déplacement.</p> <p>Chaque direction d'impact (côté court – cas A, côté long – cas B) entraîne deux situations de chargement (selon le flux de circulation) pour les colonnes situées au rez-de-chaussée du bâtiment, soit une le long de la voie et une perpendiculaire à la voie. L'emplacement des colonnes considéré dans l'analyse est présenté dans la Figure 63.</p> |               |   |          | Manuel de dimensionnement<br>§ 4.2.2.1<br><br>Manuel de dimensionnement<br>§ 8.2.<br><br>EN 1990<br>§6.4.3.3,<br>Eq 6.11b |



Figure 63. Vue en plan de la disposition des colonnes, des voies de circulation et de la position des colonnes sujettes à l'impact.

Les charges d'impact sont calculées à l'aide du tableau 4.1 de l'EN 1991-1-7, en considérant le cas des routes de campagne en zone rurale. EN 1991-1-7, 2006

Tableau 28. Forces d'impact pour l'analyse statique linéaire CS NS

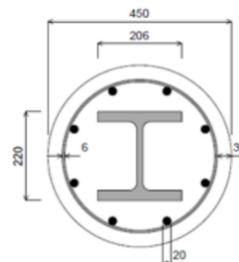
| Cas | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |
|-----|---------------|---------------|
| A.1 | 750           | 375           |
| A.2 | 750           | 375           |
| B.1 | 375           | 750           |
| B.2 | 375           | 750           |

### Analyse structurelle

L'analyse élastique linéaire est réalisée sur un modèle 3D complet à l'aide du logiciel SCIA®. Dans un premier temps, les sections des barres sont celles issues du dimensionnement initial (dimensionnement en situation durable). Dans un deuxième temps, l'utilisation de colonnes mixtes au lieu de colonnes en acier est envisagée ; les colonnes mixtes sont conçus à l'aide du logiciel A3C®(voir la coupe sélectionnée ci-dessous). Les critères d'acceptation rapportés ici sont donnés en termes de facteurs d'utilisation (UF) pour les combinaisons accidentelles uniquement.

Détails des colonnes mixtes :

- Section en acier - HE200M
- Classe du béton – C30/37
- Armature (A500) –  $\phi 20\text{mm}$  /  $\phi 6\text{mm}$



## Résultats

Tableau 29. Résultats de l'analyse statique linéaire pour un impact sur les colonnes en acier

| Cas | Section    | Chargement    |               | Support inférieur | UF (-) |      |
|-----|------------|---------------|---------------|-------------------|--------|------|
|     |            | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |                   | S355   | S460 |
| A.1 | HD 360x162 | 750           | 375           | Encastré          | 1.30   | 0.91 |
|     |            |               |               | Articulé          | 1.50   | 1.05 |
| A.2 | HD 360x162 | 750           | 375           | Encastré          | 1.08   | 0.78 |
|     |            |               |               | Articulé          | 1.23   | 0.92 |
| B.1 | HD 360x162 | 375           | 750           | Encastré          | 1.29   | 0.98 |
|     |            |               |               | Articulé          | 1.54   | 1.17 |
| B.2 | HD 360x162 | 375           | 750           | Encastré          | 1.45   | 1.10 |
|     |            |               |               | Articulé          | 1.72   | 1.30 |

Tableau 30. Résultats de l'analyse statique linéaire pour un impact sur les colonnes mixtes

| Cas | Chargement    |               | Supports inf. et sup. | UF (-) S355 |
|-----|---------------|---------------|-----------------------|-------------|
|     | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |                       |             |
| A.1 | 750           | 375           | Articulés             | 2.63        |
| A.2 | 750           | 375           | Articulés             | 2.04        |
| B.1 | 375           | 750           | Articulés             | 2.25        |
| B.2 | 375           | 750           | Articulés             | 2.34        |

## Conclusions

- Colonnes en acier standard

Les résultats pour les colonnes en acier S355 montrent un dépassement de la limite d'élasticité pour les conditions articulées et fixes avec des UF allant jusqu'à 1,72.

Lors de l'utilisation de la nuance d'acier S460, une amélioration considérable est observée en termes de facteurs d'utilisation.

- Colonnes mixtes acier-béton

Concernant les colonnes mixtes, les facteurs d'utilisation sont sensiblement plus élevés. Ceci est principalement lié au pré-dimensionnement des sections et des conditions d'appui. Les colonnes ont été pré-dimensionnées en tenant compte de la même capacité que les colonnes en acier et les assemblages articulés aux deux extrémités (les sections transversales en acier utilisées pour les éléments mixtes sont sensiblement plus petites). Lorsqu'une charge d'impact est appliquée (en considérant une approche statique équivalente), l'élément sera soumis à une flexion qui sera reprise en grande partie par le profilé en acier lorsqu'il s'agit de la section mixte (environ 65% à 70%). Pour cette raison, les colonnes mixtes possèdent un facteur d'utilisation plus élevé pour l'analyse d'impact.

Il est conclu que, pour les colonnes non-mixtes en acier, si le dimensionnement standard est fait en considérant environ 60 % à 65 % d'utilisation, les colonnes seront toujours être capables de reprendre la charge d'impact (approche statique), en supposant que les appuis inférieurs restent fixés.

Il est rappelé que cet exemple considèrerait des conditions routières moins exigeantes pour l'impact par rapport à W.E. I.1.1 / CS/S.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.5 →  
Bloc B.II OU Bloc  
B.6

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.5 →  
Bloc B.II OU Bloc  
B.6

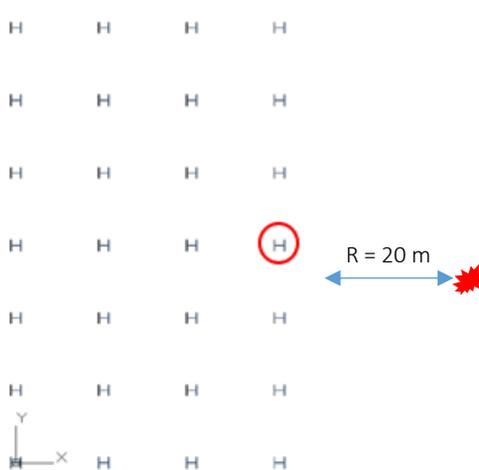
Comme indiqué précédemment, la principale amélioration qui peut-être apportée consiste à augmenter la nuance d'acier à S460 ; ce faisant, les colonnes ont un meilleur comportement pour la majorité des cas. D'autres mesures peuvent également être mises en œuvre pour améliorer la réponse à une charge d'impact :

- Orienter les colonnes (selon l'axe fort de leurs sections) pour maximiser la résistance aux chocs ;
- Augmenter la taille des sections ;
- Concevoir les assemblages d'extrémité des colonnes avec une rigidité et une résistance plus élevées (c'est-à-dire des pieds de poteaux fixes (rigides)) ;
- Utilisation de colonnes mixtes, pour obtenir une solution optimale en termes de taille, nuance d'acier utilisé, béton utilisé ;
- Des approches plus avancées peuvent être utilisées pour évaluer plus précisément la capacité.

## 8.7.2 Analyse sous explosion

### 8.7.2.1 Explosion externe

#### 8.7.2.1.1 Dimensionnement vis-vis d'une explosion externe en utilisant une approche équivalente à un seul degré de liberté (CS/NS)

|   |               |  |          |  |
|---|---------------|--|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement vis-à-vis d'une explosion externe en utilisant une approche 1DDL équivalente |          | 1 sur 7 pages  |
|   | Structure     | Structure mixte en zone non-sismique   | Fait par | AM   |
|   | Document ref. | I.2.1 / CS/NS  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple: Dimensionnement d'un ouvrage mixte vis-à-vis d'une explosion externe à proximité de colonnes périmétriques en zone non sismique utilisant l'approche 1DDL équivalente</b></p> <p>Cet exemple donne des informations sur le dimensionnement vis-à-vis du souffle dû à une explosion externe accidentelle.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2 pour la solution de colonne en acier et W.E. I.1.4 / CS/NS pour la colonne mixte.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>L'action suivante est considérée :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Action explosive <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p><b>Note :</b> Aucune autre charge n'est considérée comme agissante sur la colonne.</p> <p><u>Définition du scénario d'explosion</u></p> <p>La colonne considérée dans l'analyse est une colonne périmétrique située au milieu de la façade la plus longue du bâtiment - voir Figure 64.</p> <p>Le scénario d'explosion suppose qu'une voiture est placée à une distance de 20 m de la colonne et transporte une charge explosive égale à 100 kg de TNT (ou équivalent).</p> <p>L'explosion est définie comme une explosion à l'air libre avec une hauteur libre du sol de 1 m.</p> |               |  |          | <p>Manuel de dimensionnement § 4.3.2.2</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> |
|   |               |  |          |  |
| <p>Figure 64. Vue en plan des colonnes sous charge explosive – CS/NS</p>  |               |  |          |  |

### Analyse structurelle

Une **analyse élastique linéaire** est effectuée en utilisant l'approche dynamique simplifiée décrite à la section 4.3.2.2.

### Calcul

Charges structurelles de dynamitage

La première étape consiste à définir le pic de pression dynamique en calculant la distance mise à l'échelle ( $Z$ ), distance de la source de souffle ( $R_h$ ) et angle d'incidence ( $\alpha_i$ ) selon le scénario défini précédemment.

Masse équivalente de  
de la charge explosive  $W = 100 \text{ kg}$   
TNT

Distance de sécurité  $R = 20 \text{ m}$

Hauteur de l'explosion  $H_c = 1 \text{ m}$

Distance mise à  
l'échelle  $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4.309 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Distance de la source  
d'explosion  $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20.025 \text{ m}$

Angle d'incidence  $\alpha_i = \tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12.158^\circ$

En utilisant les valeurs précédentes, les données nécessaires pour définir les pressions et les paramètres supplémentaires sont calculées selon (Kingery et Bulmash 1984). Plusieurs autres outils pourraient également être utilisés (i.e., (UN SaferGuard n.d.)) comme le graphique fourni à la figure 15 dans la section 4.3.2.1.

Manuel de dimensionnement, § 4.3.2.1, Figure 15

Pression incidente  $P_{so} = 56.44 \text{ kPa}$

Impulsion d'incidence  $I_s = 313.71 \text{ kPa.ms}$

Pression réfléchie  $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Impulsion réfléchie  $I_r = 688.09 \text{ kPa.ms}$

Temps d'arrivée  $t_a = 30.29 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 140.59 \text{ ms}$

Durée de la phase  
positive  $t_0 = 16.49 \text{ ms}$

Longueur d'onde  
pression de souffle  $L_w = 0.4 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Vitesse du front de  
choc  $U = 413.93 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

**Note :** La différence entre l'utilisation du site Web UN Saferguard et la figure 15 de la section 4.3.2.1 réside dans la mise à l'échelle des paramètres. En utilisant le site Web de l'ONU SaferGuard, les valeurs sont déjà mises à l'échelle ( $W^{1/3}$ ). Seule la longueur d'onde a été obtenue à partir de la figure 15 et elle a dû être mise à l'échelle. Lorsque la figure 15 est utilisée, seules les valeurs des intervalles de temps, des impulsions et de la longueur d'onde doivent être mises à l'échelle (c'est-à-dire multipliées par  $W^{1/3}$ ).

En considérant la pression incidente définie précédemment ( $P_{so}$ ), la vitesse du son ( $C_r$ ) et la pression dynamique de pic ( $q$ ) sont obtenues à l'aide des graphiques : Figure 16 et Figure 17 de la Section 4.3.2.1.

Vitesse du son  $C_r = 0.38 \frac{m}{ms}$

Pic de pression dynamique  $q = 8.5 \text{ kPa}$

Ensuite, les intervalles de temps réduits fictifs doivent être calculés. Ce processus est nécessaire puisque l'onde de choc et la formulation ont été initialement définies pour une surface réfléchissante infinie.

Durée de phase positive fictive  $t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313.71}{56.44} = 11.12 \text{ ms}$

Durée fictive de l'onde réfléchie  $t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688.09}{137.37} = 10.02 \text{ ms}$

Hauteur de l'élément  $h_s = 4 \text{ m}$

Largeur du mur  $w_s = 4 \text{ m}$

Coefficient de traînée  $C_D = 1$

Plus petite dimension (hauteur par rapport à la largeur)  $s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 \text{ m}$

Plus grande dimension (hauteur par rapport à la largeur)  $l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 \text{ m}$

Ratio (le plus petit / le plus grand)  $r_{s,l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$

Clearing time  $t_c = \frac{4s_d}{(1+r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1+0.5) \times 0.38} = 14.04 \text{ ms}$

Pic de pression agissant sur le mur  $P = P_{so} + q \cdot C_D = 56.44 + 8.5 \times 1 = 64.94 \text{ kPa}$

**Approche à un seul degré de liberté (SDOF)**

Manuel de dimensionnement, § 4.3.2.1, Figure 16 et Figure 17

Hauteur de la colonne  
Hypothèse

La première étape de l'application de la méthode SDOF consiste à calculer la charge uniformément répartie ( $F_d$ ) et la charge ponctuelle ( $F_p$ ) causées par le souffle sur la colonne.

Pression réfléchie  $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Hauteur de la colonne  $h_c = 4 \text{ m}$

Largeur du panneau devant la colonne  $w_p = 5 \text{ m}$

Durée fictive de l'onde réfléchie  $t_{rf} = 10.02 \text{ ms}$

Poids propre de la colonne  
(Acier ; Mixte)  $G_c = (1.834 ; 4.721) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Charge répartie du souffle sur la colonne  $F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Force ponctuelle induite par l'explosion sur la colonne  $F_p = F_d h_c = 686.85 \times 4 = 2747.4 \text{ kN}$

Une première proposition de  $t_d/T = 2/3$  (relation entre la durée et la période de l'onde réfléchie) est supposée telle qu'une DLF peut-être considérée en utilisant la Figure 152 de l'Annexe A.6.2.

Figure 152 § 0

Facteur de charge dynamique  $DLF = 1.45$

Le moment maximum correspondant à la charge compte tenu du DLF peut-être calculé, ainsi que les différentes propriétés des sections (voir le tableau 67 de l'annexe A.6.1).

Tableau 67 § A.6.1

Facteur de charge  $K_L = 0.64$

Facteur de masse  $K_M = 0.50$

**Pour la colonne en acier :**

Module de section plastique  $W_{pl.c} = 3162 \text{ cm}^3$

Moment quadratique de la section  $I_c = 51890 \text{ cm}^4$

**Pour la colonne mixte :**

Rigidité  $E \cdot I_{eff} = 44350.87 \text{ kNm}^2$

Moment résistant maximum  $M_{Rd.cp} = 632.85 \text{ kNm}$

Facteur d'amplification dynamique  $DIF = 1.2$

Limite d'élasticité de l'acier  $f_y = 355 \text{ MPa}$

Module d'élasticité de l'acier  $E = 210 \text{ GPa}$

Rigidité de la colonne (Acier ; Mixte)

$$K_c = \left( \frac{384E.I_c}{5h_c^3}; \frac{384E.I_{\text{eff}}}{5h_c^3} \right) = \left( \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 51890 \times 10^{-8}}{5 \times 4^3}; \frac{384 \times 44350.87}{5 \times 4^3} \right)$$

$$K_c = (130762.8 ; 53221.04) \frac{kN}{m}$$

Moment résistant maximum (Acier ; Mixte)

$$M_{Rd} = (W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF ; M_{Rd.cp} \cdot DIF)$$

$$= (3162 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 \times 1.2 ; 632.85 \times 1.2)$$

$$M_{Rd} = (1347.01 ; 759.42) \text{ kNm}$$

Moment maximum appliqué  $M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times 1.45$   
 $= 1991.87 \text{ kN.m}$

Masse effective (Acier ; Mixte)

$$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{(1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.50}{9.81} = (374.03 ; 962.82) \text{ kg}$$

Rigidité effective (Acier ; Mixte)

$$K_e = K_c K_L = (130762.8 ; 53221.04) \times 0.64 = (83688.19 ; 34061.47) \frac{kN}{m}$$

Période propre fondamentale de vibration (Acier ; Mixte)

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{(374.03; 962.82)}{(83688.19; 34061.47)}} = (0.01; 0.03) \text{ s}$$

Rapport (Acier ; Mixte)  $\frac{t_{rf}}{T_c} = \frac{10.02}{(13.28; 33.41)} = (0.75 ; 0.30)$

Le nouveau rapport déterminé permet une seconde itération plus précise.

Seconde interaction (Acier ; Mixte)  $DLF = (1.30 ; 1.80)$

Moment maximum appliqué (Acier ; Mixte)

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 4}{8} \times (1.30 ; 1.80) = (1785.81 ; 2472.66) \text{ kNm}$$

Force résistante (Acier ; Mixte)

$$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times (1347.01 ; 759.42)}{4} = (5388.05 ; 3037.7) \text{ kN}$$

Réaction dynamique (Acier ; Mixte)

$$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$$

$$V_m = 0.39 \times (5388.05 ; 3037.7) + 0.11 \times 2747.4 + (1.834 ; 4.721) \times 4 \times 0.5$$

$$V_m = (2407.22 ; 1496.36) \text{ kN}$$

Rapport (Acier ; Mixte)  $\frac{R_m}{F_p} = \frac{(5388.05; 3037.68)}{2747.4} = (1.96 ; 1.11)$

Le rapport entre la résistance maximale et la charge ponctuelle est utilisé pour déterminer la demande de ductilité de la figure 148 de l'annexe A.6.2.

Figure 148 du § A.6.2.

Résultats

Rapports  $\mu_1 = (0.80 ; 0.95)$

$(\chi_M/\chi_E)$

(Acier ; Mixte)

$\mu_2 = (0.55 ; 1.2)$

$(t_m/T)$

Déplacement élastique  $\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{(5388.05 ; 3037.7)}{(83688.19 ; 34061.47)}$   
(Acier ; Mixte)  $= (64.38 ; 89.18) \text{ mm}$

Déplacement maximum  $\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = (0.80 ; 0.95) \times (64.38 ; 89.18)$   
(Acier ; Mixte)  $= (51.51 ; 84.72) \text{ mm}$

Temps de réponse maximum  $t_m = \mu_2 \times T_c = (0.55 ; 1.2) \times (13.28 ; 33.41)$   
(Acier ; Mixte)  $= (7.331 ; 40.09) \text{ ms}$

Les limites de réponse du tableau 5, section 4.3.2.3, sont utilisées pour évaluer les performances d'un système structurel / composant.

Manuel de dimensionnement, § 4.3.2.3

$\mu_{max} = 1$  Flexion -> poutre - colonne avec section compacte -> B1

Organigramme Figure 3 – Bloc B.5

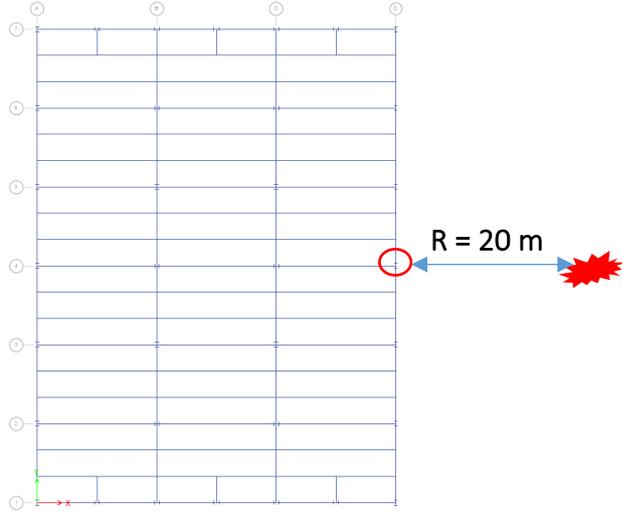
Vérifier  $\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = (0.80 ; 0.95) \text{ OK}$   
(Acier ; Mixte)

Organigramme Figure 3 – Bloc B.6 → Fin de dimensionnement

Conclusions

D'après les résultats, les colonnes en acier et mixtes ne dépassent pas les limites de réponse maximales et les deux éléments sont capables de résister à la charge de d'explosion. La vérification des dommages superficiels (classe B1) a été réalisée.

8.7.2.1.2 Dimensionnement pour une explosion externe utilisant une approche équivalente à un seul degré de liberté (SS/S)

|  |               |   |          |  |
|--|---------------|---|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>   | Titre         | Dimensionnement pour une explosion externe en utilisant une approche SDOF équivalente |          | 1 sur 4 pages  |
|  | Structure     | Structure en acier en zone sismique   | Fait par | UPT  |
|  | Document ref. | I.2.2 / SS/S  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'une explosion externe à proximité d'une colonne périmétrique d'une structure en acier en zone sismique en utilisant l'approche équivalente à un seul degré de liberté</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations relative au dimensionnement vis-à-vis du souffle induit par une explosion externe accidentelle.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>L'action suivante est considérée :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Action explosive <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p><b>Note</b> : Aucune autre charge n'est considérée comme agissant sur le poteau.</p> <p><u>Définition du scénario d'explosion</u></p> <p>La colonne considérée dans cette analyse est une colonne périmétrique localisée au milieu de la longue façade du bâtiment. Le scénario d'explosion suppose qu'une voiture est placée à une distance de sécurité de 20 m de la colonne et transporte une charge explosive égale à 100 kg de TNT (ou équivalent). L'éclatement est défini comme un éclatement à l'air libre avec une hauteur libre du sol de 1 m.</p> |               |   |          | <p>Manuel de dimensionnement § 4.3.2.2</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> |
|    |               |   |          |  |
| <p><i>Figure 65. Vue en plan des colonnes sous charge explosive – SS S</i></p>   |               |   |          |  |
| <p><u>Analyse structurelle</u></p>   |               |   |          |  |

Une **analyse élastique linéaire** est effectuée en utilisant l'approche dynamique simplifiée suivant la procédure décrite ci-dessous.

Calcul

Les paramètres de chargement du souffle (pression incidente, impulsion incidente, pression réfléchie, impulsion réfléchie, heure d'arrivée, durée de phase positive, longueur d'onde de souffle, vitesse du front de choc) sont identiques à W.E. I.2.1/ CS/S.

W.E. I.2.1/ CS/S

De plus, les paramètres qui suivent (vitesse du son, pic de pression dynamique, durées fictives, temps d'effacement) ont les mêmes valeurs.

**Approche à un seul degré de liberté (SDOF)**

La première étape de l'application de la méthode 1DDL consiste à calculer la charge uniformément répartie ( $F_d$ ) et la charge ponctuelle ( $F_p$ ) appliquées à la colonne causées par le souffle.

Pression réfléchie  $P_r = 137.37 \text{ kPa}$

Hauteur de la colonne  $h_c = 3.5 \text{ m}$

Hypothèse

*Remarque : Si la zone rigide formée par l'assemblage est prise en compte, la hauteur du poteau peut-être supposée inférieure à 4 m (longueur efficace).*

Largeur du panneau devant la colonne  $w_p = 5 \text{ m}$

Poids propre de la colonne  $G_c = 1.834 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Charge répartie du souffle sur la colonne  $F_d = P_r w_p = 137.37 \times 5 = 686.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Charge ponctuelle du dynamitage sur la colonne  $F_p = F_d h_c = 686.85 \times 3.5 = 2404 \text{ kN}$

Facteur de charge dynamique  $DLF = 1.4$

Facteur de charge  $K_L = 0.64$

Facteur de masse  $K_M = 0.50$

Module plastique de la section  $W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3$

Moment quadratique de la section  $I_c = 12620 \text{ cm}^4$

Facteur d'amplification dynamique  $DIF = 1.2$

*Limite d'élasticité affectée par un facteur d'amplification de 1,2 pour la vitesse de déformation*

Limite d'élasticité de l'acier

$$f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$$

Module d'élasticité de l'acier

$$E = 210 \text{ GPa}$$

Rigidité de la colonne

$$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Moment résistant maximal

$$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 \text{ kNm}$$

Moment maximal appliqué

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 1472 \text{ kNm}$$

Masse effective

$$M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 \text{ kg}$$

Rigidité effective

$$K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Période propre fondamentale de vibration

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$$

Rapport entre la durée fictive de l'onde réfléchie et la période propre

$$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.49$$

Le nouveau rapport déterminé permet une **seconde itération** plus précise.

Seconde itération

$$DLF = 1.6$$

Moment maximal appliqué

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747.4 \times 3.5}{8} \times 1.6 = 1683 \text{ kNm}$$

Effort résistant

$$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}$$

Réaction dynamique

$$V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5$$

$$V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 2747.4 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 1248.92 \text{ kN}$$

Rapport

$$\frac{R_m}{F_p} = 1.05$$

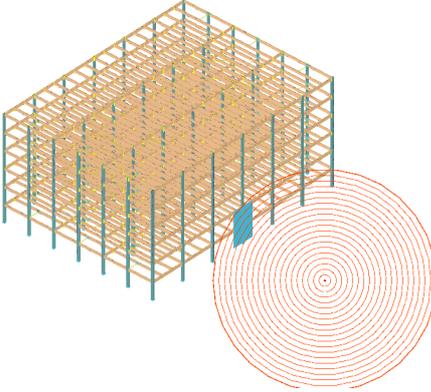
Le rapport entre la résistance maximale et la charge ponctuelle est utilisé pour déterminer la demande en ductilité  $\mu$  à travers la Figure 148 de l'Annexe A.6.2.

Figure 148 de § A.6.2.

Résultats

|  |   |  |
|--|---|--|
| Rapport  | $\mu_1 = 1.05 (\chi_M/\chi_E)$  |  |
|  | $\mu_2 = 0.82 (t_m/T)$  |  |
| Déplacement élastique  | $\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}$    |  |
| Déplacement maximal  | $\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 0.95 \times 82.82 = 86.96 \text{ mm}$ |  |
| Temps de réponse maximal   | $t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 16.91 \text{ ms}$      |  |
| Approche dynamique simplifiée (Relations pression-impulsion)   |   |  |
|  | $\mu_{max} = 1$   | Flexion -> Poutre -colonne avec section compacte -> B1   |
| Vérifier   | $\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 1.05$                                      |  |
| <u>Conclusions</u>   |   |  |
| D'après les résultats, la colonne peut supporter la charge de souffle (la valeur peut-être considérée comme admissible), l'exigence de la classe B1 (dommage superficiel) étant remplie. |   |  |
|  |   | Manuel de dimensionnement § 4.3.2.3, Table 5<br>Organigramme Figure 3 – Bloc B.5<br>Organigramme Figure 3 – Bloc B.6 →<br>Fin de dimensionnement |

8.7.2.1.3 Dimensionnement pour une explosion externe utilisant une approche dynamique complète (SS/S)

|  |               |   |          |   |
|--|---------------|---|----------|---|
| <br>Exemple d'application   | Titre         | Dimensionnement pour une explosion externe en utilisant une approche dynamique complète |          | 1 sur 3 pages   |
|  | Structure     | Structure en acier en zone sismique   | Fait par | UPT   |
|  | Document ref. | I.2.3 / SS/S  |          | Date: 06/2021   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'une explosion externe à proximité des colonnes périmétriques d'une structure en acier en zone sismique en utilisant l'approche dynamique complète</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis du souffle dû à une explosion externe accidentelle.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions de dimensionnement en cas de situation accidentelle</u></p> <p>L'action suivante est considérée :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Action explosive <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p><u>Définition du scénario d'explosion</u></p> <p>La colonne considérée dans l'analyse est une colonne périmétrique située au milieu de la façade la plus longue du bâtiment.</p> <p>Paramètres de chargement :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• distance de sécurité = 20 m;</li> <li>• charge explosive = 100 kg of TNT;</li> <li>• largeur tributaire de la colonne 5 m (2,5 m de chaque côté);</li> <li>• la pression de souffle est considérée comme agissant sur les colonnes des 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> étages.</li> </ul> |               |   |          | Manuel de dimensionnement § 4.3.2.4<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>W.E. I.2.1/ CS/S |
|   |               |   |          |   |
| <p>Figure 66. Modèle 3D avec la position de la charge</p>  |               |   |          |   |
| Notez que, pour une comparaison pertinente, le scénario d'explosion considéré dans cet exemple est le même que celui utilisé dans W.E. I.2.1 / CS/S.   |               |   |          |   |

### Analyse structurelle

L'analyse numérique a été réalisée dans le logiciel ELS (Charge extrême pour la structure), en utilisant un modèle 3D complet où toute la structure a été modélisée.

Hypothèses du modèle dans AEM – voir W.E. I.1.3 / CS/S pour détails.

W.E. I.1.3 /  
CS/S

Pour tenir compte de la zone tributaire chargée par le dynamitage, des plaques rigides ont été modélisées pour transférer la pression horizontalement aux colonnes du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>e</sup> étage.

Les paramètres de charge de souffle indiqués ci-dessous sont calculés automatiquement par le générateur de pression de souffle intégré d'ELS :

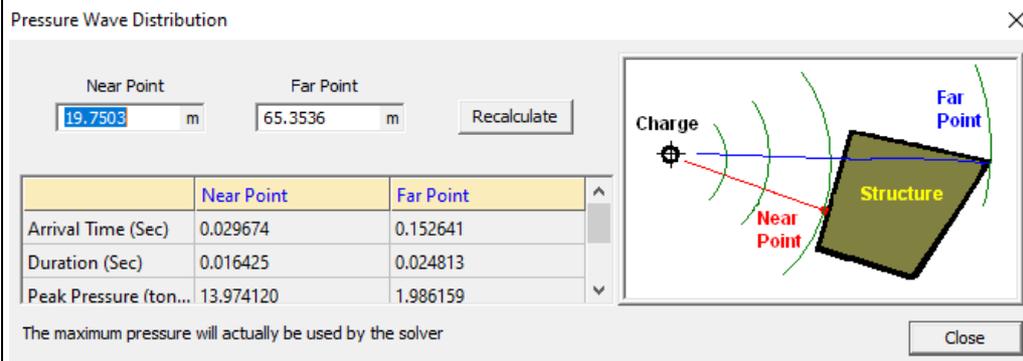


Figure 67. Modèle 3D avec la position de la charge

L'analyse se fait en deux étapes.

**1<sup>ère</sup> étape** : les charges permanentes et dynamiques sont appliquées sur la structure dans une analyse statique non linéaire.

**2<sup>nde</sup> étape** : la charge est explosée et la charge de souffle est appliquée dans une analyse dynamique non linéaire. Le pas de temps pour cette analyse est  $1E^{-6}$  s.

Seule la phase positive de l'explosion est prise en compte ; aucune réflexion du sol n'est prise en compte dans l'analyse.

### Résultats

Le déplacement horizontal maximal à mi-hauteur de la colonne est de 24 mm – voir Figure 68 (à gauche). La déformation plastique maximale atteinte est 1%.

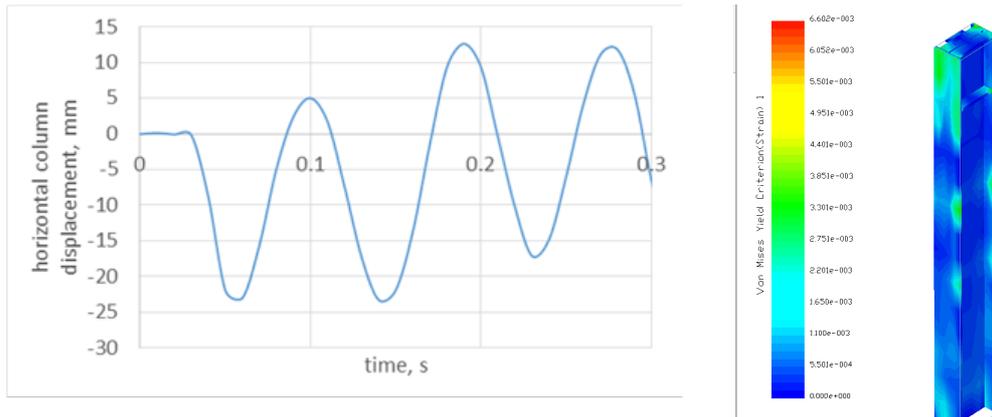


Figure 68. Déplacement horizontal en fonction du temps à mi-hauteur de la colonne (à gauche) et déformations de Von Mises (à droite)

### Conclusions

Approche dynamique complète vs approche 1DDL équivalente:

- Le déplacement obtenu par une l'analyse dynamique non linéaire complète est inférieur à la valeur obtenue en utilisant la méthode tabulaire (24 mm vs 87 mm, voir W.E. 1.2.2 / SS/S) ;
- L'analyse non linéaire permet de tenir compte de la distribution de la plasticité dans l'élément ;
- Le modèle 3D complet permet tenir compte des conditions aux limites réelles et des interactions entre les éléments ;
- L'approche dynamique complète et la modélisation 3D permettent de tenir compte de l'application séquentielle de la pression de souffle sur la surface (temps d'arrivée différents le long de la colonne).

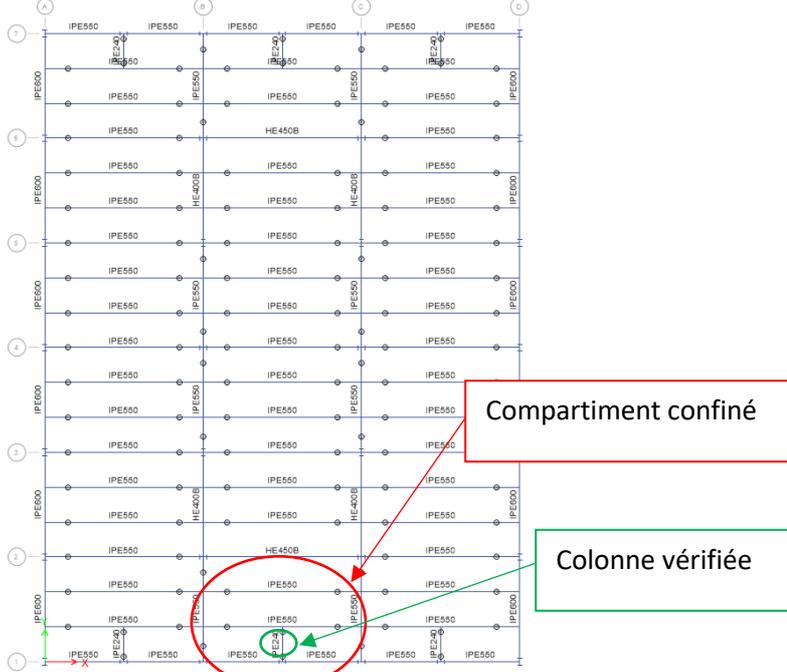
Notez qu'en cas d'explosions en champ proche, les effets peuvent être amplifiés par la pression de soulèvement contre les étages adjacents, ce qui peut entraîner des effets dynamiques plus élevés et même un risque d'effondrement progressif (Dinu et al. 2018).

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.5

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.6 →  
Fin de  
dimensionnement

### 8.7.2.2 Explosion interne

#### 8.7.2.2.1 Dimensionnement pour une explosion interne utilisant une approche statique équivalente (SS/S)

|   |               |   |          |   |
|---|---------------|---|----------|---|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement pour une explosion interne en utilisant une approche statique équivalente |          | 1 sur 3 pages   |
|   | Structure     | Structure en acier en zone sismique   | Fait par | UPT   |
|   | Document ref. | I.3.1 / SS/S  |          | Date: 06/2021   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'une explosion interne sur les colonnes d'une structure en acier en zone sismique en utilisant une approche statique équivalente</b></p> <p>Cet exemple fournit les informations relatives au dimensionnement vis-à-vis du souffle interne dû à une explosion de gaz interne accidentelle.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions de dimensionnement en cas de situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour structure SS/S);</li> <li>Pression de gaz <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation accidentelle de dimensionnement</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Définition du scénario d'explosion de gaz</u></p> |               |   |          | <p>Manuel de dimensionnement § 4.3.3.2</p> <p>§ 5.4, EN1991-1-7</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> |
|   |               |   |          |   |
| <p>Figure 69. Position du compartiment confiné et de la colonne vérifiée – SS/S</p>   |               |   |          |   |

Le compartiment est situé au rez-de-chaussée. La surface de ventilation est supposée localisée sur le mur extérieur et est faite de fenêtres en verre, tandis que les 3 autres murs intérieurs sont faits de matériaux plus résistants. La colonne considérée pour la vérification est entourée en vert sur la Figure 69.

Calcul

Tableau 31. Géométrie du compartiment

|                      |     |                |                        |
|----------------------|-----|----------------|------------------------|
| <i>L</i>             | 12  | m              | longueur               |
| <i>B</i>             | 8   | m              | prfondeur              |
| <i>H</i>             | 4   | m              | hauteur                |
| <i>A<sub>v</sub></i> | 48  | m <sup>2</sup> | Aire de ventilation    |
| <i>V</i>             | 384 | m <sup>3</sup> | volume du compartiment |

La surface de ventilation et le volume de l'enceinte ont été calculés en considérant que le mur de verre est placé sur l'enceinte du bâtiment et couvre toute la hauteur de l'étage. Après avoir vérifié avec succès que le modèle de pression de l'EN 1991-1-7 pouvait être appliqué dans le présent exemple (limites fonction de la surface de ventilation et du volume de l'enceinte), la pression statique équivalente suivante pour l'explosion de gaz interne a été obtenue :

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

ou

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

On retient la plus grande valeur.

On a supposé que  $p_{stat} = 3 \text{ kN/m}^2$ , qui représente la pression statique uniformément répartie à laquelle les composants de ventilation sont en ruine.

Par conséquent, la pression de dimensionnement en cas de situation accidentelle est :

$$p_d = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

Ci-après, la pression a été appliquée comme une charge linéique agissant sur la hauteur de la colonne en coosidérant une zone tributaire de 6 m.

Analyse structurelle

Une **analyse élastique linéaire** est conduite sur un modèle 3D complet à l'aide du logiciel SAP2000. Les sections des éléments sont celles issues de la conception initiale (situations de conception durable et sismiques). Les critères d'acceptation sont donnés en termes de facteurs d'utilisation (UF) pour les combinaisons accidentelles uniquement.

Résultats

Les résultats de l'analyse statique linéaire de la colonne sont présentés dans le tableau 32.

Tableau 32. Résultats de l'analyse statique linéaire

| Section | Axe    | Support inférieur | N (kNm) | M (kNm) | UF (-) | Déplacement latéral (mm) |
|---------|--------|-------------------|---------|---------|--------|--------------------------|
| HEB500  | Faible | encastré          | 612     | 72      | 0.279  | 0.57                     |

Conclusions

La colonne analysée avec cette approche ne dépasse pas sa capacité et ne nécessite pas un redimensionnement. Cependant, étant donné qu'aucun dommage local ne se produit, des approches plus sophistiquées peuvent être utilisées pour quantifier les dommages qui pourraient apparaître.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.4 → Fin de  
dimensionnement

8.7.2.2.2 Dimensionnement sous explosion interne par une approche dynamique – méthode d'équivalence TNT (SS/S)

|  |               |  |          |  |
|--|---------------|--|----------|--|
| <br>Exemple d'application   | Titre         | Dimensionnement pour une explosion interne en utilisant l'approche dynamique |          | 1 sur 6 pages  |
|  | Structure     | Structure en acier en zone sismique  | Fait par | UPT  |
|  | Document ref. | I.3.2 / SS/S   |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'une explosion gazeuse à l'intérieur d'une structure en acier en zone sismique par l'approche dynamique – méthode équivalence TNT</b></p> <p>Cet exemple fournit les informations sur le dimensionnement vis-à-vis des explosions de gaz internes.</p> <p>Dans des conditions spécifiques, une explosion de gaz interne peut-être rapprochée d'une explosion équivalente de TNT (Bjerketvedt et al., 1997b).</p> <p><b>Note :</b> La procédure proposée pour résoudre ce cas est une simplification de la procédure actuelle. Le volume de gaz est remplacé dans les calculs par une charge de TNT équivalente. A partir de là, la procédure appliquée en cas d'explosion externe, telle que décrite dans W.E. I.2.1 / CS/NS et I.2.2 / SS/S sont également utilisés pour cet exemple. Ainsi, la susceptibilité des parois à être rompues, les fuites de pression du compartiment etc. sont négligés. Cependant, une procédure très complexe basée sur les recommandations de (DoD, 2008) est présentée dans le livrable D2-2 du projet FAILNOMORE disponible sur le site Web suivant : <a href="https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/">https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/</a>.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions de dimensionnement en cas de situation accidentelle</u></p> <p>L'action suivante est considérée :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Action Gaz <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p>Note : Aucune autre charge ne sollicite le poteau.</p> <p><u>Définition du scénario d'explosion de gaz</u></p> <p>Pour le scénario d'explosion interne, on a supposé un compartiment de 48 m<sup>3</sup> et une concentration de méthane dans l'air de 6 %.</p> <p><u>Calcul</u></p> <p>Masse équivalente TNT</p> <p>Selon la section 4.3.3.3, la définition suivante de la charge TNT équivalente est utilisée:</p> $W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$ |               |  |          | Manuel de dimensionnement § 4.3.3.3<br><br>(Bjerketvedt et al., 1997b), (DoD, 2008)<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>(DoD, 2008)<br><br>§4.3.3.3 Relation (15) et (16) |

Où :

|           |      |       |                              |
|-----------|------|-------|------------------------------|
| $\eta$    | 0.2  | [-]   | taux d'énergie libérée       |
| $E_c$     | 55   | MJ/kg | chaleur du méthane           |
| $W_g$     | 1.91 | kg    | fuite totale de carburant    |
| $E_{TNT}$ | 4.2  | MJ/kg | chaleur de détonation de TNT |

$$W_{TNT} = 5.0 \text{ kg}$$

La fuite totale de carburant ( $W_g$ ) a été calculée à l'aide de la formule suivante :

$$W_g = V_{enclosure} \cdot \gamma_{methane} \cdot 6/100$$

Pour calculer la masse du gaz, on a considéré que le volume de l'enceinte était de  $48 \text{ m}^3$ , comme indiqué dans le scénario, et que le poids spécifique du méthane était de  $0,668 \text{ kg/m}^3$ . Ainsi, l'explosion d'une masse de gaz de  $1,91 \text{ kg}$  est remplacée par l'équivalent de  $5 \text{ kg}$  de TNT.

### Analyse structurelle

Une **analyse élastique linéaire** est effectuée en utilisant l'approche dynamique simplifiée suivant la procédure décrite précédemment dans W.E. I.1.1 / CS/NS.

La charge est supposée être placée au milieu du compartiment permettant une distance de sécurité de  $4 \text{ m}$  sur la direction transversale.

TNT equivalent mass of the explosive charge  $W = 5 \text{ kg}$

Distance de sécurité  $R = 4 \text{ m}$

Hauteur de l'explosion  $H_c = 1 \text{ m}$

Distance mise à l'échelle  $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{4}{5^{\frac{1}{3}}} = 2.339 \frac{\text{m}}{\text{kg}^{\frac{1}{3}}}$

Distance de la source d'explosion  $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{4^2 + 1^2} = 4.123 \text{ m}$

Angle d'incidence  $\alpha_i = \tan^{-1} \left( \frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{1}{5^{\frac{1}{3}}} \right) = 30.32^\circ$

Paramètres du souffle

Pression incidente  $P_{so} = 198.87 \text{ kPa}$

Impulsion incidente  $I_s = 198.46 \text{ kPa.ms}$

Pression réfléchie  $P_r = 663.44 \text{ kPa}$

Impulsion réfléchie  $I_r = 514.65 \text{ kPa.ms}$

Temps d'arrivée  $t_a = 3.87 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.62 \text{ ms}$

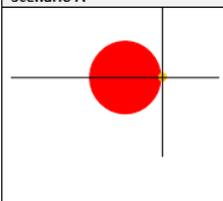
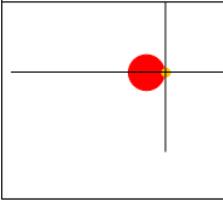
|  |  |                  |
|--|--|------------------|
| Durée de la phase positive                               | $t_0 = 3.7ms.W^{\frac{1}{3}} = 6.33 ms$  |                  |
| Longueur d'onde de souffle                               | $L_w = 0.85 \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$  |                  |
| Vitesse du front de choc                                 | $U = 557.06 \frac{m}{s}$   |                  |
| Vitesse du son   | $C_r = 0.47 \frac{m}{ms}$  |                  |
| Pression dynamique maximale                              | $q = 100 kPa$  |                  |
| Durée de phase positive fictive                          | $t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396.96 kPa.ms}{198.87 kPa} = 1.996 ms$        |                  |
| Durée fictive de l'onde réfléchie                        | $t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = \frac{1029.3 kPa.ms}{663.44 kPa} = 1.551 ms$           |                  |
| Hauteur de l'élément                                     | $h_s = 4 m$  | Colonne analysée |
| Largeur du mur   | $w_s = 4 m$  | Hypothèse        |
| Coefficient de traînée (mur)                             | $C_D = 1$  |                  |
| Plus petite dimension (hauteur par rapport à la largeur) | $s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2 m$  |                  |
| Plus grande dimension (hauteur par rapport à la largeur) | $l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4 m$  |                  |
| Ratio (plus petite / plus grande)                        | $r_{s.l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0.5$                                      |                  |
| Temps de compensation                                    | $t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s.l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5)0.47} = 11.348 ms$ |                  |
| Pic de pression agissant sur le mur                      | $P = P_{so} + q.C_D = 198.87 + 100 \times 1 = 298.87 kPa$                            |                  |
| Approche à un seul degré de liberté (1DDL)               |  |                  |
| Pression réfléchie                                       | $P_r = 663.44 kPa$   |                  |
| Durée fictive de l'onde réfléchie                        | $t_{rf} = 1.551 ms$  |                  |
| Hauteur de la colonne                                    | $h_c = 3.5 m$  |                  |

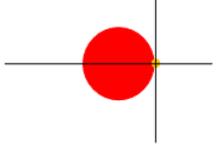
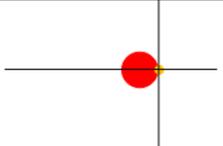
|   |  |
|---|--|
| Width of the panel in front of the column   | $w_p = 4 \text{ m}$  |
| Poids propre de la colonne  | $G_c = 1.834 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   |
| Charge répartie du souffle sur la colonne   | $F_d = P_r w_p = 663.44 \times 4 = 2653.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   |
| Charge résultante de l'explosion sur la colonne   | $F_p = F_d h_c = 2653.76 \times 3.5 = 9288.2 \text{ kN}$   |
| Facteur de charge dynamique   | $DLF = 1.4$  |
| Facteur de charge   | $K_L = 0.64$   |
| Facteur de masse  | $K_M = 0.50$   |
| Module plastique  | $W_{pl.c} = 1292 \text{ cm}^3$   |
| Inertie   | $I_c = 12620 \text{ cm}^4$   |
| Facteur d'amplification dynamique   | $DIF = 1.2$  |
| <i>Limite d'élasticité de l'acier affectée par un facteur d'amplification de 1,2 pour la vitesse de déformation</i> |  |
| Limite d'élasticité de l'acier  | $f_y = 355 \times 1.2 = 426 \text{ MPa}$   |
| Module d'élasticité de l'acier  | $E = 210 \text{ GPa}$  |
| Rigidité de la colonne  |  |
|   | $K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3.5^3} = 47472 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |
| Moment résistant maximal  |  |
|   | $M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550.4 \text{ kNm}$   |
| Moment maximal appliqué   | $M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.4 = 5689 \text{ kNm}$  |
| Masse effective   | $M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1.834 \times 3.5 \times 0.50}{9.81} = 327.3 \text{ kg}$   |
| Rigidité effective  | $K_e = K_c K_L = 47471.8 \times 0.64 = 30382 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$   |
| Période propre de vibration   | $T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327.3}{30382}} = 0.0206$   |
| Rapport   | $\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.08$  |

|  |   |
|--|---|
| <p>Seconde interaction <math>DLF = 1.9</math></p> <p>Moment maximum appliqué <math>M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288.2 \times 3.5}{8} \times 1.9 = 7721 \text{ kNm}</math></p> <p>Effort résistant <math>R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550.4}{3.5} = 2516 \text{ kN}</math></p> <p>Réaction dynamique</p> <p><math>V_m = 0.39R_m + 0.11F_p + G_c \cdot h_c \cdot 0.5</math><br/> <math>V_m = 0.39 \times 2516 + 0.11 \times 9288.2 + 1.834 \times 3.5 \times 0.5 = 2006.18 \text{ kN}</math></p> <p>Rapport <math>\frac{R_m}{F_p} = 0.27</math></p> <p><u>Résultats</u></p> <p>Rapport <math>\mu_1 = 2.1</math></p> <p><math>\mu_2 = 3.6</math></p> <p>Déplacement élastique <math>\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82.82 \text{ mm}</math></p> <p>Déplacement maximal <math>\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 2.1 \times 82.82 = 173.91 \text{ mm}</math></p> <p>Temps de réponse maximal <math>t_m = \mu_2 \times T_c = 0.80 \times 0.0206 = 74.24 \text{ ms}</math></p> <p>Approche dynamique simplifiée (Relations pression-impulsion)</p> <p><math>\mu_{max} = 3</math> Flexion -&gt; Poutre - colonne à section compacte -&gt; B2</p> <p>Vérifier <math>\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 0.9 \text{ OK}</math></p> <p><u>Conclusions</u></p> <p>En utilisant la méthode équivalente au TNT, une analyse plus détaillée a été réalisée. Selon l'approche statique équivalente (W.E. I.3.1 / SS/S), la colonne n'a pas rompu et elle possède un UF de 0,28, ce qui signifie qu'il n'y a pas eu de dommage local.</p> <p>Cependant, en utilisant la méthode TNT équivalente, des dommages locaux se produisent, mais ils ne sont pas critiques pour la stabilité de la structure.</p> <p>Pour atténuer les effets d'une explosion accidentelle de gaz, plusieurs mesures peuvent être mises en œuvre – voir Section 4.3.1.</p> | <p>(<math>\chi_M/\chi_e</math>)</p> <p>(<math>t_m/T</math>)</p> <p>Manuel de dimensionnement, § 4.3.2.3, Tableau 5</p> <p>Organigramme Figure 3 – Bloc B.5</p> <p>Organigramme Figure 3 – Bloc B.6 → Fin de dimensionnement</p> <p>Organigramme Figure 3 – Bloc B.4 → Fin de dimensionnement</p> <p>Organigramme Figure 3 – Bloc B.6 → Fin de dimensionnement</p> |
|--|---|

### 8.7.3 Analyse sous incendie localisé

#### 8.7.3.1 Dimensionnement sous incendie interne localisé à l'aide de modèles de feu localisé (CS/NS)

|   |               |   |   |   |
|---|---------------|---|---|---|
| <br>Exemple d'application  | Titre         | Dimensionnement pour un incendie localisé à l'aide de modèles de feu localisé |   | 1 sur 3 pages   |
|   | Structure     | Structure mixte en zone non-sismique  | Fait par  | AM  |
|   | Document ref. | I.4.1 / CS/NS   |   |   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'un incendie localisé sur colonnes d'une structure mixte en zone non sismique à l'aide de modèles de feu localisé</b></p> <p>Cet exemple fournit les informations sur le dimensionnement vis-à-vis de l'incendie en cas de situation accidentelle.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions de dimensionnement en cas de situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>• Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour structure CS/NS);</li> <li>• Incendie <math>A_{Ed}</math> (voir section plus haut).</li> </ul> <p><u>Définition des scénarios d'incendie localisé</u></p> <p>Dans cette analyse, quatre scénarios sont définis, à partir d'un scénario de référence considérant des valeurs standard pour un immeuble de bureaux. Les trois autres scénarios supposent des "valeurs exagérées" : soit pour le taux de dégagement de chaleur (une valeur double de 500 kW/m<sup>2</sup>) soit pour la densité de charge calorifique et le taux de croissance du feu (valeurs pour l'occupation « zone commerciale », plus sévère que pour les immeubles de bureaux)</p> <p>Avec les hypothèses précédentes, deux diamètres de base de feu réalistes sont considérés : 1 m et 2 m. Pour tous les scénarios, une hypothèse de sécurité est faite, en considérant que le feu localisé est placé juste à côté de la colonne, c'est-à-dire qu'il y a une distance nulle entre la base circulaire extérieure du feu et la colonne.</p> |               |   |   | Manuel de dimensionnement § 4.4.2.1<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>(Brasseur et al. 2018), EN1991-1-2 |
|    |               | Diameter of the fire basis  | 2 m   |   |
|   |               | Rate of Heat Release density  | 250 kW/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2) |   |
|   |               | Fire load density   | 511 MJ/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2) |   |
|   |               | Fire growth rate  | 300 sec (office building EN 1991-1-2)               |   |
|    |               | Diameter of the fire basis  | 1 m   |   |
|   |               | Rate of Heat Release density  | 500 kW/m <sup>2</sup>                               |   |
|   |               | Fire load density   | 511 MJ/m <sup>2</sup> (office building EN 1991-1-2) |   |
|   |               | Fire growth rate  | 300 sec (office building EN 1991-1-2)               |   |

| Scenário C  |   |
|---|---|
|  | Diameter of the fire basis<br>2 m   |
|   | Rate of Heat Release density<br>250 kW/m <sup>2</sup> (commercial area EN 1991-1-2) |
|   | Fire load density<br>730 MJ/m <sup>2</sup> (commercial area EN 1991-1-2)            |
|   | Fire growth rate<br>150 sec (commercial area EN 1991-1-2)                           |
| Scenário D  |   |
|  | Diameter of the fire basis<br>1 m   |
|   | Rate of Heat Release density<br>500 kW/m <sup>2</sup>                               |
|   | Fire load density<br>730 MJ/m <sup>2</sup> (commercial area EN 1991-1-2)            |
|   | Fire growth rate<br>150 sec (commercial area EN 1991-1-2)                           |

### Analyse structurelle

Pour chaque scénario, le logiciel OZone<sup>®</sup> (Cadorin, 2003) est utilisé, en appliquant le modèle LOCAFI (Brasseur et al., 2018) ainsi que les équations de l'EN 1991-1-2, pour évaluer les températures de l'acier d'un poteau en acier nu constitué d'un profilé laminé à chaud non protégé HEB340 (à titre d'exemple).

### Conclusions

Les températures maximales de l'acier le long de la hauteur de la colonne pour les 4 scénarios ont été calculées et comparées (voir Figure 70). Cette comparaison met en évidence que, bien que différentes hypothèses soient faites pour caractériser le feu localisé, la même tendance et le même ordre de grandeur sont atteints. Des températures importantes se développent au bas des colonnes en acier, ce qui peut provoquer un flambage ou une rupture plastique locale.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.5

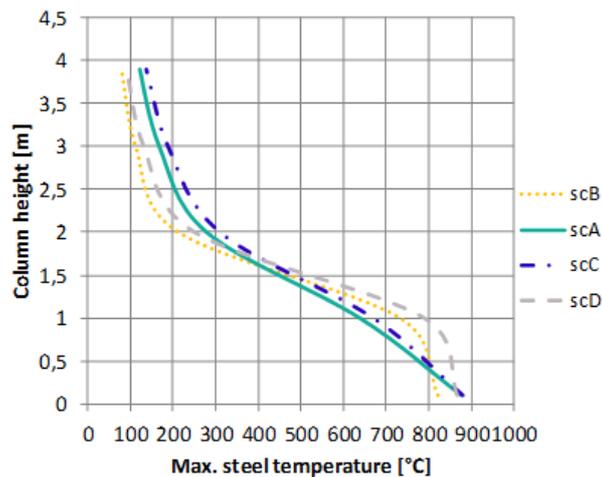


Figure 70. Variation de la température de l'acier sur la hauteur de la colonne

Dans une autre approche (analyse numérique complète/détaillée), une étude a été réalisée où des colonnes spécifiques ont été supprimées et le comportement du bâtiment évalué (méthode de chemin de charge alternatif), voir exemple II.4.6/CS-NS.

Afin d'éviter les dommages causés par le feu, la protection contre le feu peut-être utilisée plutôt que de concevoir des éléments structurels pour une résistance au feu spécifique ou d'augmenter la taille de la section.

## 8.7.4 Analyse sismique

### 8.7.4.1 Dimensionnement sismique utilisant la méthode prescriptive (SS/NS)

|  |               |  |          |  |
|--|---------------|--|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>   | Titre         | Dimensionnement sismique utilisant la méthode prescriptive |          | 1 sur 1 pages  |
|  | Structure     | Structure en acier en zone non-sismique                    | Fait par | F+W  |
|  | Document ref. | I.5.1 / SS/NS  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Recommandations pour le dimensionnement de structures métalliques en zone non-sismique (méthode prescriptive)</b></p> <p>Cet exemple fournit des recommandations pour l'application de mesures prescriptives afin d'améliorer la réponse des structures en acier non anti-sismiques en cas de séismes exceptionnels.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p>La structure considérée dans cet exemple a été conçue pour des conditions ELU/ELS uniquement (situation de projet de dimensionnement durable). Aucun calcul particulier n'a été effectué en ce qui concerne une action sismique accidentelle. Donc ici, l'action sismique est considérée comme exceptionnelle.</p> <p>En pratique, des recommandations simples telles que proposées dans la section 4.5.2 peuvent être suivies lorsque l'action sismique est moins critique que le dimensionnement vis-à-vis du vent. Ceci est principalement fait pour les bâtiments de faible hauteur afin d'optimiser les coûts relatifs à l'ingénierie.</p> <p><u>Remarques</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Du fait de la symétrie en plan et de la régularité en élévation, la rigidité de la structure est bien répartie, offrant ainsi une réponse favorable vis-à-vis de l'action sismique.</li> <li>Des hauteurs de plancher égales contribuent également au bon comportement de la structure en cas de tremblement de terre.</li> <li>Exigences de ductilité :             <ol style="list-style-type: none"> <li>Pour augmenter la ductilité globale de la structure, les poutres HEA300 peuvent être remplacées par des poutres HEB300, car les profilés HEA300 S355 sont de classe 3 et HEB300 S355 sont de classe 1. Tous les autres éléments sont déjà des profilés de classe 1.</li> <li>Pour optimiser la réponse de la structure, les assemblages articulés conçus à l'origine pourraient être remplacés par des assemblages semi-rigides ductiles comme décrit dans la section 8.8.4.1 où la méthode du chemin de charge alternatif est appliquée (W.E. II.4.1 / SS/NS). Cela permettrait la formation de rotules plastiques dans les assemblages qui dissiperait une partie de l'énergie sismique.</li> </ol> </li> </ul> |               |  |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.1</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> |

8.7.4.2 Dimensionnement sismique utilisant une analyse numérique avancée (multi-risques) (SS/S)

|   |  |  |          |  |
|---|--|--|----------|--|
|  | Titre  | Dimensionnement sismique utilisant l'analyse numérique avancée (multi-risques) |          | 1 sur 5 pages  |
|   | Structure  | Structure en acier en zone sismique  | Fait par | UPT  |
|   | Document ref.  | I.5.2 / SS/S   |          | Date: 06/2021  |
| Exemple d'application   | <p><b>Exemple : Dimensionnement d'une structure en acier pour des scénarios multi-risques à l'aide d'une analyse numérique avancée</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur la conception d'une structure en acier en tenant compte d'événements à risques multiples, c'est-à-dire la rupture d'une colonne après un tremblement de terre.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions de dimensionnement pour une situation sismique</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Charges permanentes DL (voir tableau 11) ;</li> <li>• Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/S) ;</li> <li>• Action sismique <math>A_{Ed}</math> correspondant à ELU (voir section plus haut).</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour la situation de conception sismique</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.3 \times LL + A_{Ed}$ <p><u>Définition du scénario hazard</u></p> <p>Une fois que la structure a été soumise à un séisme, une colonne est susceptible de se rompre et de perdre sa capacité portante, rendant ainsi la structure vulnérable vis-à-vis des dangers ultérieurs. Dans ce qui suit, cette procédure est appliquée pour vérifier la capacité de la structure à résister à l'effondrement progressif en utilisant l'approche de perte de colonne.</p> <p><i>Etape 1: Analyse sismique – La structure est soumise à un séisme de dimensionnement</i></p> <p><i>Etape 2: Scénarios de perte de colonne : les colonnes perdues (rompues) sont situées en A1, A2, A4, B1, B' (Figure 71) - elles sont supposées se rompre l'une après l'autre.</i></p> |  |          | <p>Manuel de dimensionnement § 4.5</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> |

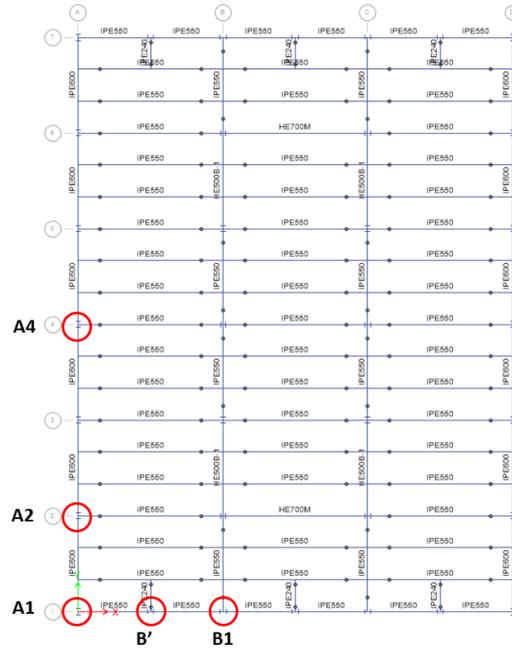


Figure 71. Position des colonnes à enlever après séisme

### Analyse structurelle

L'analyse sismique est effectuée à l'aide de la méthode push-over et l'évaluation des dommages est effectuée à l'aide de la méthode N2 (EN 1998). Après l'application des charges de gravité, la structure est soumise à des forces latérales monotones croissantes, représentant les forces d'inertie sollicitant la structure lorsqu'elle serait soumise à des secousses du sol. Sous l'action de charges progressivement croissantes, certains éléments de la structure peuvent céder. Par conséquent, après la formation de chacune des rotules plastiques, la structure subit une perte de rigidité et de capacité à reprendre des efforts. Pour évaluer les demandes sismiques pour l'ELU, la structure est poussée jusqu'à ce qu'elle atteigne le déplacement cible supérieur  $D_t$ . La figure 72 montre les courbes de capacité pour les directions transversale et longitudinale et les points cibles pour l'ELU et la DL. La figure 73 montre les mécanismes plastiques à la rupture pour les directions transversale et longitudinale. Aucune rotule plastique ne se développe dans les portiques périphériques résistant au moment dans les directions X et Y à l'ELU, mais uniquement dans les portiques contreventés.

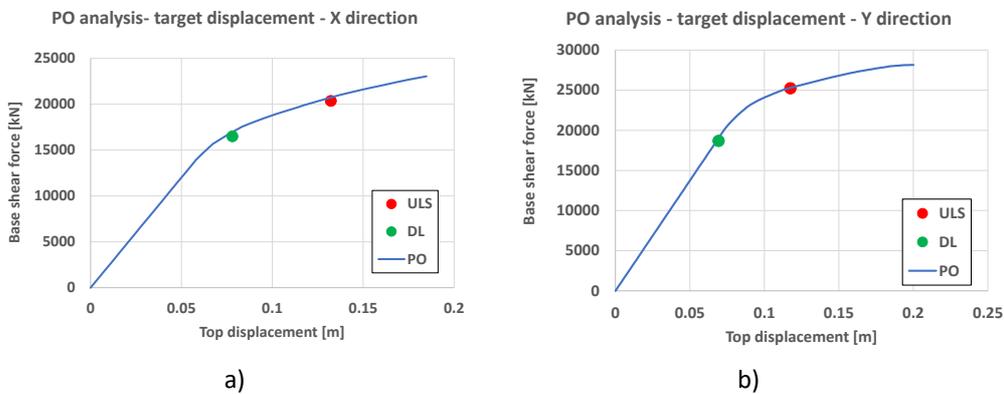


Figure 72. Analyse sismique : a) courbe push-over avec la position du point cible – direction X ; b) courbe push-over avec la position du point cible – direction Y

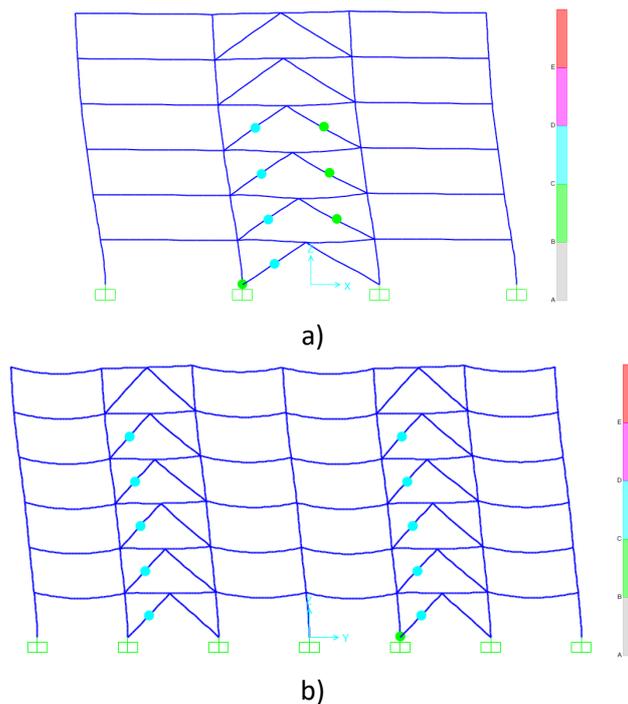


Figure 73. Analyse sismique : a) mécanisme plastique au  $D_t$  ELU – Portique transversal en configuration déformée ; b) mécanisme plastique au  $D_t$  ELU – Portique longitudinal en configuration déformée

#### Colonnes supprimées/retirées après le séisme

Cinq scénarios d'enlèvement sont envisagés, c'est-à-dire les poteaux périmétriques, l'avant-dernier poteau et les poteaux d'angle situés au rez-de-chaussée. Les scénarios impliquent des colonnes sur les côtés courts et longs de la façade. L'évaluation de la résistance à l'effondrement progressif est effectuée à l'aide de la méthode du chemin de charge alternatif (ALP) et de la procédure calcul dynamique non linéaire (NDP), conformément aux directives UFC 4-023-03. Dans une première phase, les charges de gravité sont appliquées; puis, dans une deuxième étape, l'élément est retiré presque instantanément (durée de retrait de 0,005 seconde).

#### Résultats

Ci-dessous sont présentés la formation des mécanismes plastiques qui se produisent dans les portiques de périmétrique lors des scénarios mentionnés ci-dessus. Pour chaque cas, les mécanismes plastiques (Figure 74a) à e)) et l'évolution au cours du temps du déplacement vertical du sommet de la colonne retirée (Figure 75) sont présentés.

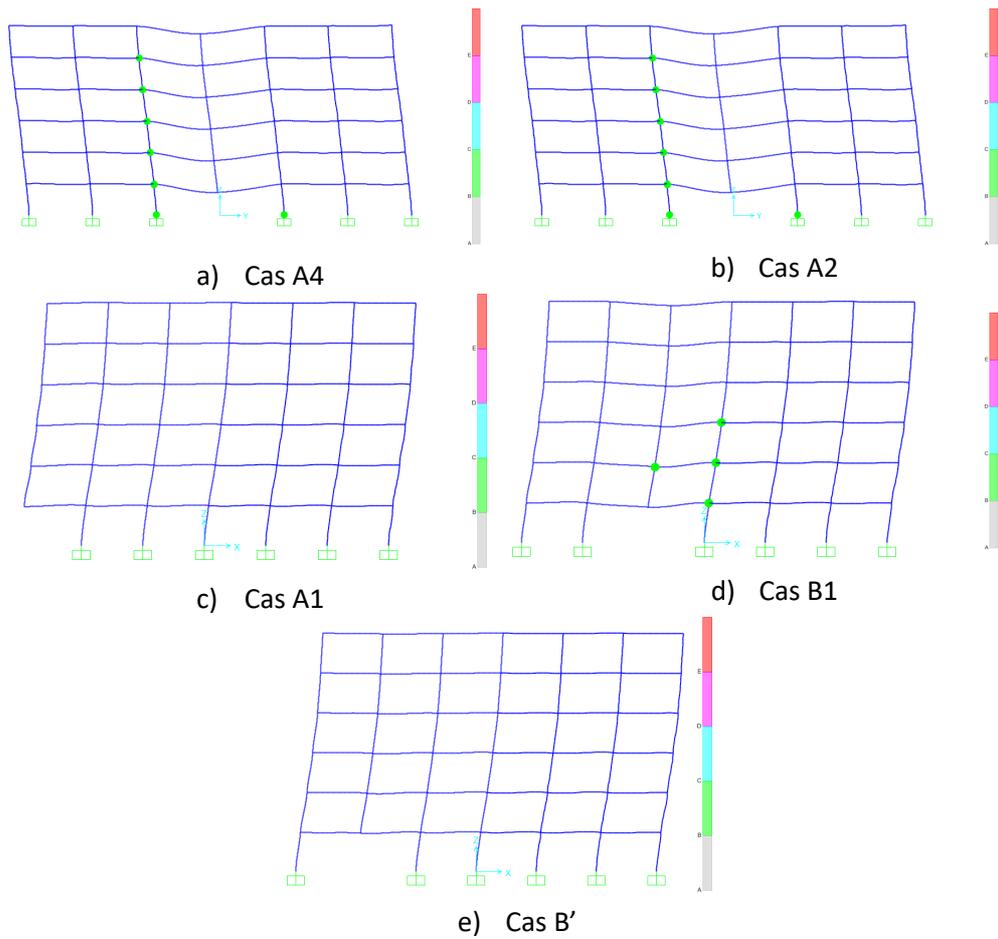


Figure 74. Mécanisme plastique après enlèvement de la colonne pour les scénarios envisagés

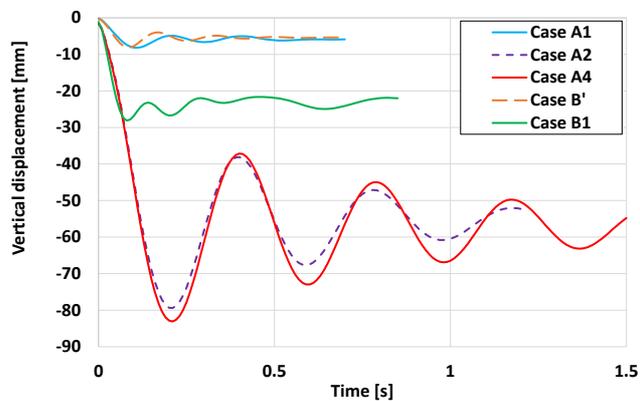


Figure 75. Réponse en fonction du temps pour les scénarios de suppression de colonne

### Conclusions

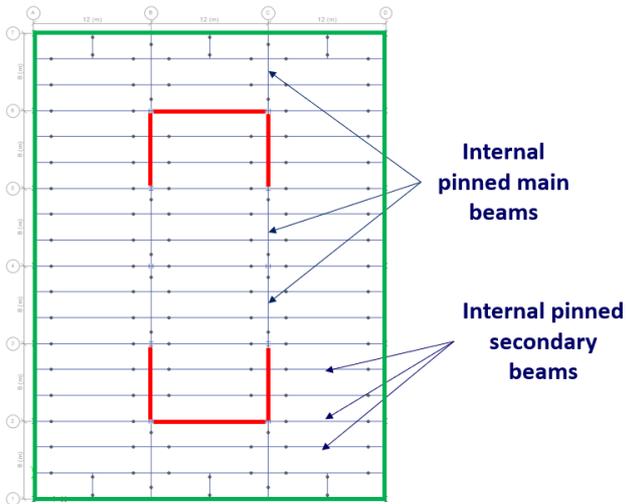
- On peut conclure que la structure a la capacité de résister à la ruine progressive même avec la perte d'une colonne après un tremblement de terre.
- Le niveau d'endommagement des éléments (donné par le niveau de déformation plastique dans les rotules plastiques) est faible.
- Un autre objectif de performance (par exemple, la prévention de la ruine) peut-être utilisé pour évaluer le comportement structurel.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
B.5 →  
Fin d  
dimensionnement

## 8.8 Evénements exceptionnels non-identifiés

### 8.8.1 Approche prescriptive (méthode des tirants/chaînage)

#### 8.8.1.1 Dimensionnement pour les événements non-identifiés à l'aide d'une approche prescriptive - méthode des tirants/chaînage (SS/S)

|   |               |  |          |  |
|---|---------------|--|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement pour des événements non identifiés à l'aide de l'approche prescriptive |          | 1 sur 4 pages  |
|   | Structure     | Structure en acier en zone sismique  | Fait par | UPT  |
|   | Document ref. | II.1.1 / SS/S  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis menaces non identifiées sur une structure en acier en zone sismique à l'aide d'une approche prescriptive (méthode des tirants)</b></p> <p>Cet exemple illustre l'application de la méthode des tirants/chaînage pour les poutres et leurs assemblages (tirant horizontal).</p> <p>Les tirants verticalux aurait également dû être vérifié mais ce contrôle n'est pas effectué dans le cadre de ces exemples résolus. Le contrôle des tirants verticaux s'effectue en W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>En ce qui concerne la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions de dimensionnement en cas de situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/S);</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Définition des charges de traction</u></p> |               |  |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.1</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>Eq. A1 et A2 pour (EN 1991-1-7 2006)</p> |
|   |               |  |          |  |
| <p>Figure 76. Tirants horizontaux pris en compte pour l'utilisation de la méthode prescriptive – SS/S</p>   |               |  |          |  |

Tirants horizontaux :

- pour les Tirants internes :  $T_i = 0.8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)$  or 75 kN, retenir la plus grande valeur
- pour les Tirants périmétriques :  $T_p = 0.4 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k)$  ou 75 kN, retenir la plus grande valeur

Calcul

- Poutres secondaires internes articulées (IPE550, toutes dans le sens court, voir Figure 77 pour la configuration de l'assemblage)

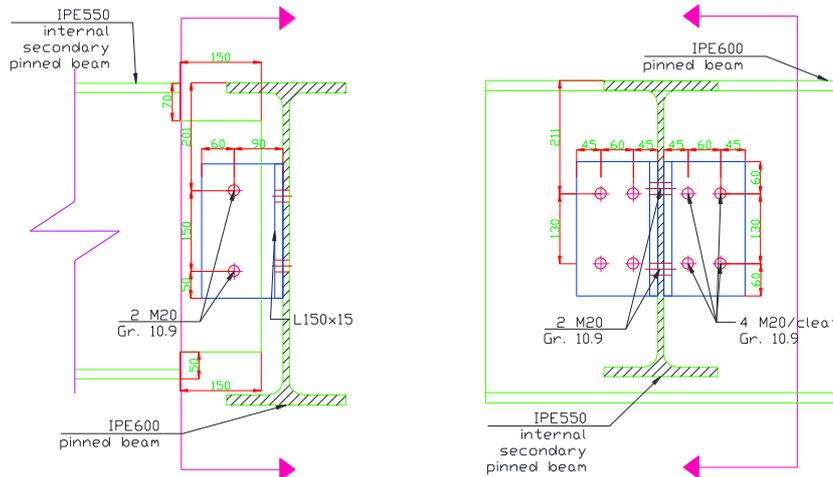


Figure 77. Configuration d'assemblage articulé pour une poutre secondaire

Espacement entre tirants (poutres secondaires)

$$s = 2.66 \text{ m}$$

Portée du Tirant

$$L = 12 \text{ m}$$

Effort de traction de dimensionnement pour les Tirants internes

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}] = \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 2.66 \times 12; 75 \text{ kN}] = 166 \text{ kN}$$

- Poutres principales internes articulées (IPE550, toutes dans le sens longitudinal, voir Figure 78 pour la configuration de l'assemblage)

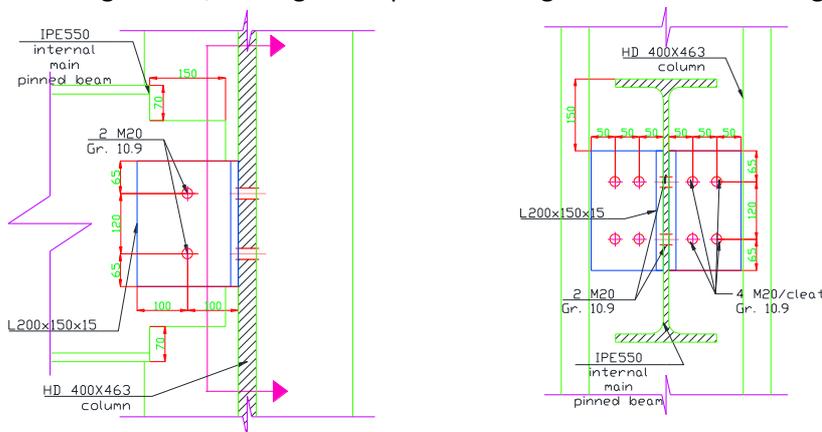


Figure 78. Configuration d'assemblage articulé pour une poutre principale

Espacement entre les  
Tirants (poutres  
principales)

$$s = 12m$$

Portée du Tirant

$$L = 8 m$$

force de traction de dimensionnement pour les tirants internes

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L; 75 \text{ kN}]$$

$$= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8; 75 \text{ kN}] = 499.2 \text{ kN}$$

### Résultats

Les résistances au cisaillement et les UF pour les assemblages des tirants internes considérés pour la vérification sont présentés dans le Tableau 33.

*Tableau 33 Vérification de l'assemblage pour les forces de liaison selon la méthode prescriptive*

| Élément                                 | Force de liaison (kN) | Résistance de cisaillement (kN) | Mode de ruine                                | UF (-) |
|---|-----------------------|---------------------------------|--|--------|
| Poutres secondaires internes articulées | 166                   | 392                             | Poutre sec. en flexion                       | 0.42   |
| Poutres principales internes articulées | 499.2                 | 392                             | Boulons de poutre principale en cisaillement | 1.99   |

**Note :** La capacité de l'assemblage en traction aux extrémités des poutres secondaires a été vérifiée sans aucune vérification de la poutre principale. Des précautions sont nécessaires car l'âme de la poutre principale peut devenir le composant critique.

### Conclusions

Pour les assemblages des poutres secondaires articulées internes, l'UF de 0,42 se traduit par un dimensionnement approprié.

Pour les assemblages des poutres principales articulées internes, l'UF de 1,99 nécessite un redimensionnement de l'assemblage.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc C.4  
→ Fin de dimensionnement

Organigramme  
Figure 3 – Bloc C.4  
→ C.2

Par conséquent, une rangée de boulons a été ajoutée (3 rangées au total). Elle a augmenté la capacité de cisaillement à **588 kN**, ce qui donne un UF de **0,85** pour l'assemblage - voir la figure 79 pour la configuration redessinée.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4 → Fin de  
dimensionnement

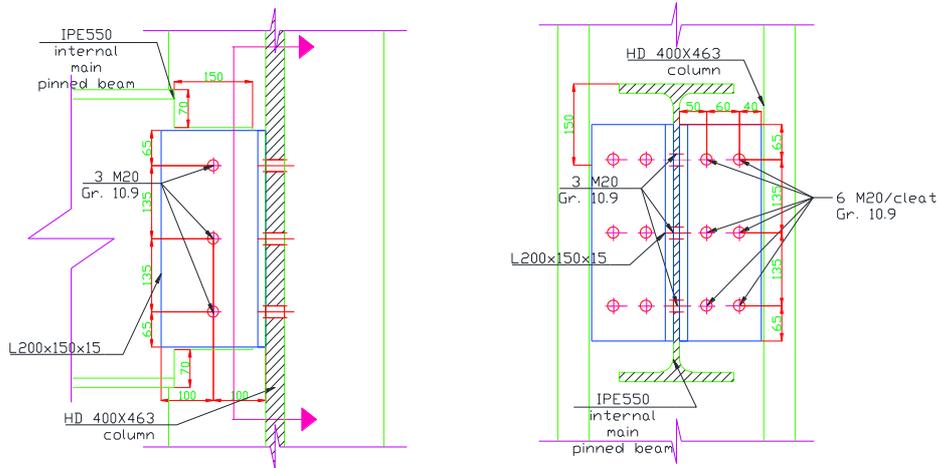


Figure 79. Re-dimensionnement des assemblages des poutres principales

8.8.1.2 Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide d'une approche prescriptive – méthode des tirants (CS/S)

|   |               |  |          |  |
|---|---------------|--|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide de l'approche prescriptive |          | 1 sur 2 pages  |
|   | Structure     | Structure mixte en zone sismique   | Fait par | UPT  |
|   | Document ref. | II.1.2 / CS/S  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés sur une structure mixte en zone sismique en utilisant la méthode prescriptive (méthode des tirants)</b></p> <p>Cet exemple illustre l'application de la méthode des tirants pour des poutres et leurs assemblages (tirant horizontal).</p> <p>Le tirant vertical aurait également dû être vérifié mais ce contrôle n'est pas effectué dans le cadre de ces exemples résolus. Le contrôle des tirants verticaux s'effectue en W.E. II.4.1 / SS/NS.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>En ce qui concerne la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11);</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure CS/S);</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Définition du chargement en traction</u></p> <p>La vérification est effectuée de la même manière que W.E. II.1.1 / SS/S pour les poutres principales. De plus, le renforcement longitudinal sur la longueur efficace de la poutre est pris en compte.</p> <p><u>Calcul</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>poutres principales internes articulées</li> </ul> <p>Espacement entre les Tirants (poutres principales) <math>s = 12 m</math></p> <p>Portée du tirant <math>L = 8 m</math></p> <p>Effort de traction de dimensionnement pour les tirants internes</p> $T_i = \max[0.8(g_k + \Psi \cdot q_k)s \cdot L; 75 kN] = \max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8; 75 kN]$ $= 499.2 kN$ <p>L'effort axial dans l'assemblage de la poutre principale est la somme de la force de traction transmise à travers les boulons et la force de traction transmise à travers le renforcement longitudinal sur la largeur efficace de la dalle en béton armé.</p> |               |  |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.1</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> |

### Résultats

$N_u = 392 \text{ kN} + 73 \text{ kN} = 465 < T_i = 499.2 \text{ kN} \rightarrow$  redimensionnement nécessaire de l'assemblage.

Par conséquent, 3 boulons M20 10.9 ont été nécessaires au lieu de 2, comme présenté à la Figure 79 pour l'exemple traité précédemment.

$$N_u^* = 661 \text{ kN} > T_i = 499.2 \text{ kN}, \text{UF} = 0.76$$

### Conclusions

Toutes les poutres principales internes articulées et leurs assemblages satisfont à la vérification relative aux forces de tirant requises avec des modifications limitées nécessaires dans le dimensionnement.

Comme indiqué précédemment dans W.E. II.1.1 / SS/S, on peut conclure que le dimensionnement pour les charges de gravité peut-être insuffisant vis-à-vis des exigences relatives à la force de tirant dans le cas de grandes zones tributaires.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.5  $\rightarrow$   
Redimensionnement

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4  $\rightarrow$   
Fin de  
dimensionnement

8.8.1.3 Dimensionnement pour les évènements non identifiés à l'aide d'une approche prescriptive - méthode des tirants (SS/NS)

|  <p>Exemple d'application</p>   | Titre                 | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide de l'approche prescriptive |                     | 1 sur 4 pages |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
|--|-----------------------|--|---------------------|---------------|--|--------------|--|---|-----|---|-----|---|------|---|------|--------|-----|--------|-----|-------|---------------------|-------|---------------------|-------|---------------------|-------|---------------------|--------------|--------|--|--|-------------------|-----------------------|--|--|-------------------------|-----------------|-------------------------|-----------------|--|
|  | Structure             | Structure en acier en zone non-sismique  | Fait par            | F+W           |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
|  | Document ref.         | II.1.3 / SS/NS   |                     | Date: 06/2021 |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure en acier en zone non sismique en utilisant la méthode prescriptive (méthode des tirants)</b></p> <p>Cet exemple illustre l'application de la méthode des tirants de poutres et de leurs assemblages (tirant horizontal et vertical).</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Définition du chargement en traction</u></p> <p>Dans cette approche, seules les charges surfaciques sont prises en compte. Les charges linéiques (charges de façade) sont prises en compte en les convertissant en charges surfaciques pour les tirants extérieurs.</p> <p><u>Calcul</u></p> <p>Les forces de tirant horizontales et verticales sont fournies dans les tableaux ci-dessous. Notez que seuls les éléments le long des portiques sont définis comme tirants ici, de sorte que les assemblages poutre-poutre ne sont pas soumis à des forces de liaison (tirants).</p> <p><i>Tableau 34. Forces de tirants horizontaux selon l'approche prescriptive – SS/NS</i></p> <table border="1" data-bbox="341 1518 1094 1968"> <thead> <tr> <th colspan="2">External tie</th> <th colspan="2">Internal tie</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>s</td> <td>8 m</td> <td>s</td> <td>8 m</td> </tr> <tr> <td>L</td> <td>12 m</td> <td>L</td> <td>12 m</td> </tr> <tr> <td><math>\psi</math></td> <td>0,5</td> <td><math>\psi</math></td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td><math>g_k</math></td> <td>5 kN/m<sup>2</sup></td> <td><math>g_k</math></td> <td>5 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>q_k</math></td> <td>3 kN/m<sup>2</sup></td> <td><math>q_k</math></td> <td>3 kN/m<sup>2</sup></td> </tr> <tr> <td><math>g_k</math> facade</td> <td>4 kN/m</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>g_k</math> facade equ.</td> <td>0,5 kN/m<sup>2</sup></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td><b><math>T_e</math></b></td> <td><b>268,8 kN</b></td> <td><b><math>T_i</math></b></td> <td><b>499,2 kN</b></td> </tr> </tbody> </table> |                       |  |                     | External tie  |  | Internal tie |  | s | 8 m | s | 8 m | L | 12 m | L | 12 m | $\psi$ | 0,5 | $\psi$ | 0,5 | $g_k$ | 5 kN/m <sup>2</sup> | $g_k$ | 5 kN/m <sup>2</sup> | $q_k$ | 3 kN/m <sup>2</sup> | $q_k$ | 3 kN/m <sup>2</sup> | $g_k$ facade | 4 kN/m |  |  | $g_k$ facade equ. | 0,5 kN/m <sup>2</sup> |  |  | <b><math>T_e</math></b> | <b>268,8 kN</b> | <b><math>T_i</math></b> | <b>499,2 kN</b> | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.1</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> |
| External tie   |                       | Internal tie   |                     |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| s  | 8 m                   | s  | 8 m                 |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| L  | 12 m                  | L  | 12 m                |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| $\psi$   | 0,5                   | $\psi$   | 0,5                 |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| $g_k$  | 5 kN/m <sup>2</sup>   | $g_k$  | 5 kN/m <sup>2</sup> |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| $q_k$  | 3 kN/m <sup>2</sup>   | $q_k$  | 3 kN/m <sup>2</sup> |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| $g_k$ facade   | 4 kN/m                |  |                     |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| $g_k$ facade equ.  | 0,5 kN/m <sup>2</sup> |  |                     |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |
| <b><math>T_e</math></b>  | <b>268,8 kN</b>       | <b><math>T_i</math></b>  | <b>499,2 kN</b>     |               |  |              |  |   |     |   |     |   |      |   |      |        |     |        |     |       |                     |       |                     |       |                     |       |                     |              |        |  |  |                   |                       |  |  |                         |                 |                         |                 |  |

Tableau 35. Forces de tirants verticaux selon l'approche prescriptive – SS/NS

| External tie (HEB360)   |                     | Internal tie (HEM300)   |                     |
|-------------------------|---------------------|-------------------------|---------------------|
| s                       | 8 m                 | s                       | 8 m                 |
| L                       | 12 m                | L                       | 12 m                |
| $\psi$                  | 0,5                 | $\psi$                  | 0,5                 |
| $g_k$                   | 5 kN/m <sup>2</sup> | $g_k$                   | 5 kN/m <sup>2</sup> |
| $q_k$                   | 3 kN/m <sup>2</sup> | $q_k$                   | 3 kN/m <sup>2</sup> |
| $g_{IPE600}$            | 1,22 kN/m           | $g_{IPE600}$            | 1,22 kN/m           |
| $g_{IPE500}$            | 0,907 kN/m          | $g_{IPE550}$            | 1,06 kN/m           |
| $g_{IPE550}$            | 1,06 kN/m           | $g_{HEM300}$            | 2,38 kN/m           |
| $g_{HEB360}$            | 1,42 kN/m           | h                       | 4 m                 |
| h                       | 4 m                 | n IPE550                | 4                   |
| n IPE550                | 1,5                 |                         |                     |
| $g_k$ facade            | 4 kN/m              |                         |                     |
| <b><math>T_e</math></b> | <b>400,5 kN</b>     | <b><math>T_i</math></b> | <b>694,2 kN</b>     |

#### Vérification de la structure

- Vérification des éléments

Les éléments de tirant doivent être contrôlés lorsqu'ils sont soumis uniquement aux efforts de tirant. Par conséquent, ils sont facilement vérifiés en comparant leur résistance axiale plastique  $N_{pl,Rd}$  aux forces de tirant  $T_e$  ou  $T_i$ . Tous les éléments de tirant possèdent résistance axiale plastique supérieure aux forces de tirant appliquées ; les détails du calcul ne sont pas fournis ici.

- Vérification des assemblages

La position des assemblages dans la structure est fournie à la figure 52. Les assemblages couvre-joints des poteaux (figure 80) sont caractérisés par la méthode des composants. Les vérifications de l'assemblage à gousset d'âme (Figure 81) sont effectuées selon (ECCS, 2009). Les résultats sont donnés au tableau 36.

Comme on peut le constater au tableau 36, les assemblages B1, B3, C2w, D3s, D3w et 3-3 n'ont pas une résistance suffisante pour reprendre les forces de tirant selon l'approche prescriptive.

A noter que, pour les configurations poutre-poteau à axe faible double face, le composant " âme de poteau en flexion " est considéré comme non activé alors que ce composant est pris en compte lors de la caractérisation des configurations poutre-poteau à axe faible simple face.

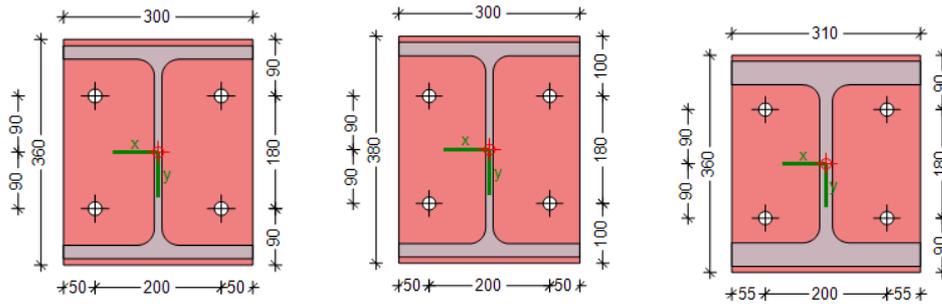


Figure 80. Couvre-joint colonnes avec 4xM20 (gauche : 1-1, centre : 2-2, droite : 3-3) – plaque d'extrémité S355 de 15 mm d'épaisseur – 10,9 boulons – soudures de semelle de 5 mm et soudures d'âme de 4 mm

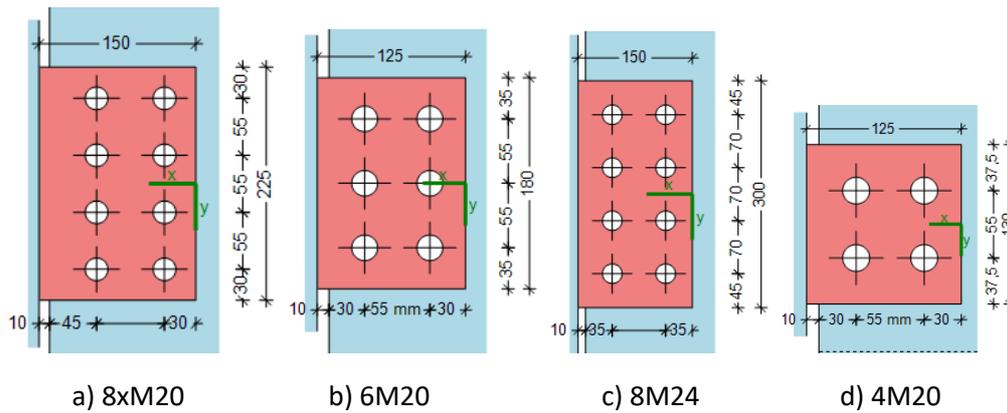


Figure 81. Assemblages à gousset d'âme (a) : A-1w, b) A1s, A2, B1, B3, c) C-2w, C-3w, d) D-3s, D-3w) – platine S355 10 mm d'épaisseur – 10,9 boulons – soudures 6 mm pour les platines

Tableau 36. Vérifications des assemblages pour les forces de tirants selon l'approche prescriptive

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Force de tirants<br>(kN) | Mode de ruine               | UF   |
|--|--------------------------|-----------------------------|------|
| A1s / A2                                   | 268.8                    | Platine d'about en traction | 0.63 |
| A1w  | 268.8                    | Âme de colonne en flexion   | 0.73 |
| B1 / B3                                    | 499.2                    | Platine d'about en traction | 1.16 |
| C2w  | 499.2                    | Âme de colonne en flexion   | 1.15 |
| C3w  | 499.2                    | Platine d'about en traction | 0.67 |
| D3s/D3w                                    | 499.2                    | Âme de poutre en traction   | 2.02 |
| D3w  | 90                       | Âme de poutre en traction   | 0.88 |
| 1-1 / 2-2                                  | 400.5                    | Platine d'about en flexion  | 0.88 |
| 3-3  | 694.2                    | Platine d'about en flexion  | 1.31 |

Redimensionnement de la structure

Le redimensionnement des assemblages B1, B3, C2w, D3s, D3w et 3-3 consiste à :

- B1/B3 :** légère modification de la géométrie du gousset d'âme ;
- C2w :** plaque d'âme soudée ajoutée au poteau ;
- D3s/D3w :** 2 boulons ajoutés et modification de la géométrie du gousset d'âme ;

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.5 →  
Bloc C.2

**3-3 :** Boulons M24 (au lieu de M20) et une platine d'about de 20 mm au lieu de 15 mm.

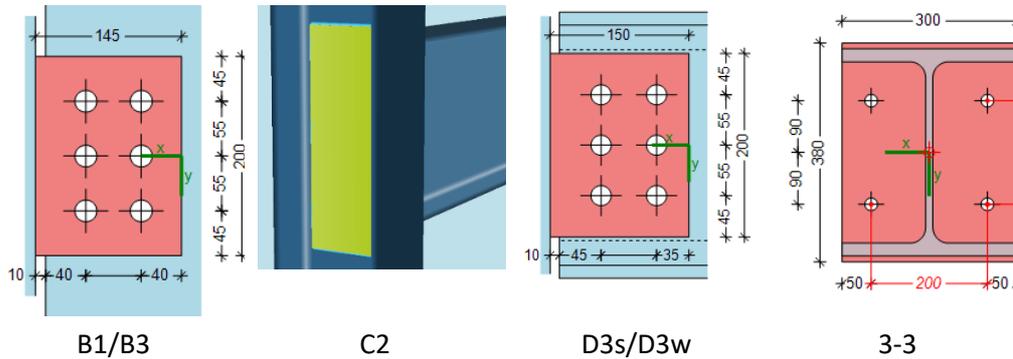


Figure 82. Redimensionnement des assemblages pour répondre aux vérifications des forces de tirants selon l'approche prescriptive

Les facteurs d'utilisation mis à jour pour ces assemblages sont résumés dans le tableau 37.

Tableau 37. Vérifications des assemblages redimensionnés pour les forces de tirants selon l'approche prescriptive

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Force de tirant<br>(kN) | Mode de ruine                   | UF   |
|--|-------------------------|---------------------------------|------|
| B1 / B3                                    | 499.2                   | Platine en traction (net)       | 0.93 |
| C2w  | 499.2                   | Âme de colonne en flexion       | 0.88 |
| D3s/D3w                                    | 499.2                   | Âme de poutre en traction (net) | 1.03 |
| 3-3  | 694.2                   | Platine d'about en flexion      | 0.83 |

Le contrôle des assemblages D3s/D3w est dépassé de 3%. Ce petit dépassement a été accepté ici comme il est généralement fait dans la pratique. Une solution pour satisfaire ce contrôle pourrait être de remplacer les poutres HEA300 par des poutres HEB300. Cela pourrait également être une amélioration pour le comportement post-critique en cas de perte de colonne car HEB300 S355 sont des profils de classe 1 tandis que HEA300 sont de classe 3.

Organigramme Figure 3 – Bloc C.4 → Fin de dimensionnement



Pour les structures en portique, les forces de traction minimales auxquelles doit résister un tirant horizontal efficace peuvent être estimées à l'aide des calculs suivants :

EN 1991-1-7  
2006

- Tirant horizontal

Action permanente  $g_k = 5 \frac{kN}{m^2}$

Action variable  $q_k = 3 \frac{kN}{m^2}$

Facteur de charge au niveau des bureaux  $\Psi = 0.5$

Espacement entre tirants (poutres primaires)  $s = 12 \text{ m}$

Portée du tirant  $L = 8 \text{ m}$

Effort de traction de dimensionnement pour les Tirants internes

$$T_i = \max[0.8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 \text{ kN}]$$

$$= \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 \text{ kN}] = 499.2 \text{ kN}$$

Effort de traction de dimensionnement pour les Tirants de périmétrique

$$T_p = \max[0.4 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L, 75 \text{ kN}]$$

$$= \max[0.4 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 12 \times 8, 75 \text{ kN}] = 249.6 \text{ kN}$$

Section transversale :  
poutres internes (IP360)  $A_{s,i} = 7270 \text{ mm}^2$

Section transversale :  
poutres périmétriques (IP450)  $A_{s,p} = 9880 \text{ mm}^2$

Résistance plastique des poutres intérieures  $N_{pl,i} = A_{s,i} \cdot f_y = 7270 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 2581 \text{ kN}$

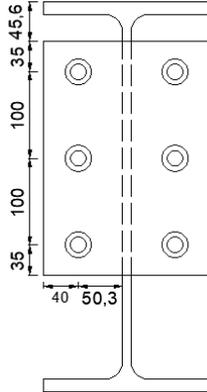
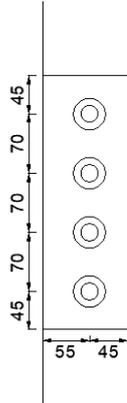
Résistance plastique des poutres périmétriques  $N_{pl,p} = A_{s,p} \cdot f_y = 9880 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 3507.4 \text{ kN}$

Vérification de l'utilité – Poutres intérieures  $U_i = \frac{T_i}{N_{pl,i}} = \frac{499.2}{2581} = 0.19$

Vérification de l'utilité – Poutres de périmètre  $U_p = \frac{T_p}{N_{pl,p}} = \frac{249.6}{3507.4} = 0.07$

Les calculs montrent que les poutres sont capables de reprendre les charges de traction définies dans les normes.

Les assemblages aux extrémités des poutres doivent également pouvoir résister aux efforts de tirant calculés précédemment. Deux solutions d'assemblage différentes ont été envisagées pour les assemblages poutre-poteau : les assemblages à platine d'âme et les assemblages à gousset d'âme.

|  |  |   |  |
|--|--|---|--|
| <p><b>Platine d'âme:</b></p>  | <p><b>Type de boulon:</b><br/>M16 Gr.8.8 (6 bolts)</p> <p><b>Platine:</b><br/>Epaisseur <math>t_p = 10mm</math><br/>Hauteur <math>h_p = 270mm</math><br/>largeur <math>b_p = 190mm</math><br/>Soudure <math>a_w = 2X6mm</math></p> | <p><b>Platine</b></p>  | <p><b>Type de boulon:</b><br/>M20 Gr.8.8 (4 bolts)</p> <p><b>Platine:</b><br/>Epaisseur <math>t_p = 10mm</math><br/>Hauteur <math>h_p = 300mm</math><br/>largeur <math>b_p = 100mm</math><br/>Soudure <math>a_w = 2X6mm</math></p> |
| <p>La vérification des assemblages mentionnés ci-dessus a été faite selon l'annexe A.5.</p>                    |  |   |  |
| <p>Boulons en traction</p>   | <p><math>N_{u1} = 602.88 \text{ kN}</math></p>   | <p>Boulons en cisaillement</p>  | <p><math>N_{u1} = 376.32 \text{ kN}</math></p>   |
| <p>Plaque d'about en flexion</p>   | <p><math>N_{u2} = 271.17 \text{ kN}</math></p>   | <p>Platine en pression diamétrale</p>   | <p><math>N_{u2} = 512.73 \text{ kN}</math></p>   |
| <p>Élément support en traction</p>   | <p><math>N_{u3} = 383.08 \text{ kN}</math></p>   | <p>Platine en traction : Brute</p>  | <p><math>N_{u2} = 1128.00 \text{ kN}</math></p>  |
| <p>Âme de la poutre en traction</p>  | <p><math>N_{u4} = 954.29 \text{ kN}</math></p>   | <p>Platine en traction : Nette</p>  | <p><math>N_{u4} = 717.41 \text{ kN}</math></p>   |
| <p>Résistance en traction de l'assemblage</p>  | <p><math>N_u = 271.17 \text{ kN}</math></p>  | <p>Beam web in bearing</p>  | <p><math>N_{u5} = 481.96 \text{ kN}</math></p>   |
|  |  | <p>Âme de la poutre en traction : Brute</p>   | <p><math>N_{u6} = 1060.32 \text{ kN}</math></p>  |
|  |  | <p>Âme de la poutre en traction : Net</p>   | <p><math>N_{u7} = 674.36 \text{ N}</math></p>  |
|  |  | <p>Élément support en pression diamétrale</p>   | <p><math>N_{u8} = 350.99 \text{ N}</math></p>  |
|  |  | <p>Résistance en traction de l'assemblage</p>   | <p><math>N_u = 350.99 \text{ kN}</math></p>  |
| <p><b>Résultats</b></p>  |  |   |  |
| <p>Vérifier l'utilité</p>  | <p><math>U = \frac{T_p}{N_u} = 0.92</math></p>   | <p>Vérifier l'utilité</p>   | <p><math>U = \frac{T_p}{N_u} = 0.71</math></p>   |
| <p><b>Conclusions</b></p>  |  |   |  |

Les calculs montrent que les poutres peuvent supporter les charges de traction définies dans les normes.

On peut observer que les assemblages ont été calculés en supposant des assemblages nominale-ment articulés, c'est-à-dire en négligeant les éventuelles actions mixtes qui pourraient se développer au niveau de ces assemblages. Ceci est considéré comme une approche sécuritaire si la ductilité est garantie, ce qui est le cas ici. En effet, les armatures au niveau des assemblages peuvent servir d'éléments de tirant si la disposition des armatures est continue dans tout le plancher du bâtiment et leur contribution pourrait alors être simplement ajoutée à la résistance de l'assemblage.

Tableau 38. Assemblages vérifiés selon la méthode des tirants– CS/NS

| Type            | ELU<br>UF | Tirants<br>UF | Remarques                                      |
|-----------------|-----------|---------------|--|
| Platine d'about | 0.73      | 0.92          | Groupe de boulons / Platine d'about en flexion |
| Platine         | 0.71      | 0.71          | Groupe de boulons / Elément support en flexion |

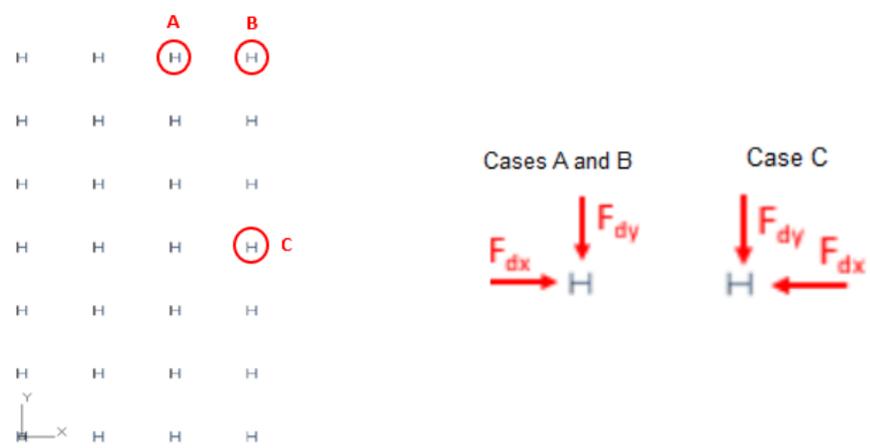
Selon le tableau 38, il est possible de conclure que dans cet exemple, l'utilisation d'un assemblage ciblé pour un dimensionnement de base avec une utilité de 70 % est une approche adéquate lors de la réalisation du pré-dimensionnement conformément aux exigences de tirant.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4 →  
Fin de  
dimensionnement

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4 →  
Fin de  
dimensionnement

## 8.8.2 Méthode des éléments clés

### 8.8.2.1 Dimensionnement pour des événements non identifiés à l'aide de la méthode des éléments clés – approche normative (CS/NS)

|   |               |  |          |   |
|---|---------------|--|----------|---|
| <br>Exemple d'application  | Titre         | Dimensionnement pour des événements non identifiés à l'aide de la méthode des éléments clés - approche normative |          | 1 sur 4 pages   |
|   | Structure     | Structure mixte en zone non-sismique   | Fait par | AM  |
|   | Document ref. | II.2.1 / CS/NS   |          | Date: 06/2021   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure mixte en zone non sismique en utilisant la méthode des éléments clés - approche normative</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés en utilisant la méthode des éléments clés.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de dimensionnement accidentelle</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL + A_d$ <p><u>Définition des éléments clés</u></p> <p>Dans cet exemple, un ensemble de colonnes (A, B et C) sont identifiés comme éléments clés. Selon (EN 1991-1-7 2006), l'intensité de l'action accidentelle de dimensionnement servant à vérifier les éléments clés est de 34 kN/m<sup>2</sup> appliquée dans n'importe quelle direction (individuellement). La figure 84 présente les colonnes qui sont vérifiées à l'aide de la méthode des éléments clés.</p> |               |  |          | Manuel de dimensionnement § 5.4<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b<br><br>(EN 1991-1-7 2006) |
|   |               |  |          |   |
| <p>Figure 84 Colonnes à vérifier à l'aide de la méthode des éléments clés – CS/NS</p>   |               |  |          |   |

### Calcul

|   |   |
|---|---|
| Charge accidentelle                                       | $A_d = 34 \frac{kN}{m^2}$   |
| Longueur de la colonne                                    | $l_c = 4 m$   |
| Hauteur de la section de colonne (Acier ; Mixte)          | $h_c = (364; 540) mm$   |
| Largeur de la section de colonne (Acier ; Mixte)          | $b_c = (371; 450) mm$   |
| Largeur du panneau devant la colonne                      | $w_p = 5 m$   |
| Charge ponctuelle (largeur du panneau)                    | $F_p = A_d \cdot w_p \cdot l_c = 34 \times 5 \times 4 = 680 kN$   |
| Charge ponctuelle (hauteur de la section) (Acier ; Mixte) | $F_{s,h} = A_d \cdot h_c \cdot l_c = (34 \times 364 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (49.5 ; 61.2) kN$  |
| Charge ponctuelle (largeur de section) (Acier ; Mixte)    | $F_{s,w} = A_d \cdot w_c \cdot l_c = (34 \times 371 \times 10^{-3} \times 4 ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4) = (50.46 ; 61.2) kN$ |

Hypothèse car cette valeur n'est pas fixée dans EN 1991-1-7

Tableau 39. Charges accidentelles utilisées pour les éléments clés – Colonnes en acier – CS/NS

| Cas | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |
|-----|---------------|---------------|
| A.1 | 50.46         | 0             |
| B.1 | 50.46         | 0             |
| C.1 | 680           | 0             |

| Cas | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |
|-----|---------------|---------------|
| A.2 | 0             | 680           |
| B.2 | 0             | 680           |
| C.2 | 0             | 49.5          |

Tableau 40. Charges accidentelles utilisées pour les éléments clés – Colonnes mixtes – CS/NS

| Cas | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |
|-----|---------------|---------------|
| A.1 | 61.2          | 0             |
| B.1 | 61.2          | 0             |
| C.1 | 680           | 0             |

| Cas | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |
|-----|---------------|---------------|
| A.2 | 0             | 680           |
| B.2 | 0             | 680           |
| C.2 | 0             | 61.2          |

### Analyse structurelle

Les charges ponctuelles présentées dans le tableau 39 sont appliquées directement en tant que charges horizontales dans le modèle SCIA® (modèle de poteaux en acier) à mi-hauteur de chaque poteau clé (A, B et C) le long des deux axes, pris individuellement, compte tenu de la combinaison de charges accidentelles. Ceci constitue une approche sécuritaire ; une alternative aurait pu être de mieux tenir compte de la redistribution réelle de la charge horizontale du panneau vers le poteau lorsque  $A_d$  est supposé être appliqué au panneau ou de considérer  $A_d$  comme une charge linéique appliquée sur la hauteur du poteau dans l'autre direction.

Concernant les poteaux mixtes, la démarche a été similaire à celle de l'analyse d'impact (W.E. I.1.4 / CS/NS, utilisant les charges précédentes et le logiciel A3C®).

Résultats

Tableau 41. UFs et flèche des colonnes en acier – éléments clés – CS/NS

| Cas | Section    | Chargement    |               | Support inférieur | UF (-) |      | Deflexion latérale*<br>S355 (mm) |
|-----|------------|---------------|---------------|-------------------|--------|------|----------------------------------|
|     |            | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |                   | S355   | S460 |                                  |
| A.1 | HD 360x162 | 50.46         | 0             | Encastré          | 0.39   | 0.28 | 0.7                              |
|     |            |               |               | Rotule            | 0.39   | 0.28 | 0.8                              |
| A.2 | HD 360x162 | 0             | 680           | Encastré          | 1.03   | 0.82 | -                                |
|     |            |               |               | Rotule            | 1.25   | 1.00 | -                                |
| B.1 | HD 360x162 | 50.46         | 0             | Encastré          | 0.22   | 0.16 | 0.7                              |
|     |            |               |               | Rotule            | 0.23   | 0.17 | 0.8                              |
| B.2 | HD 360x162 | 0             | 680           | Encastré          | 0.95   | 0.75 | 9.1                              |
|     |            |               |               | Rotule            | 1.14   | 0.92 | -                                |
| C.1 | HD 360x162 | 680           | 0             | Encastré          | 0.68   | 0.54 | 5.0                              |
|     |            |               |               | Rotule            | 0.83   | 0.65 | 8.1                              |
| C.2 | HD 360x162 | 0             | 49.5          | Encastré          | 0.40   | 0.29 | 1.4                              |
|     |            |               |               | Rotule            | 0.42   | 0.31 | 1.4                              |

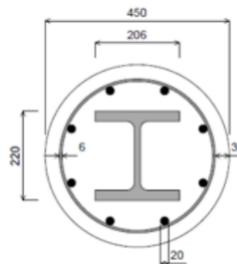
\* La flèche latérale est fournie ici à titre d'information car aucune vérification de flèche n'est requise.

Tableau 42. UFs pour colonnes mixtes – éléments clés – CS/NS

| Cas | Chargement    |               | Supports inf. et sup. | UF (-)<br>S355 |
|-----|---------------|---------------|-----------------------|----------------|
|     | $F_{dx}$ (kN) | $F_{dy}$ (kN) |                       |                |
| A.1 | 61.2          | 0             | Rotule                | 0.42           |
| A.2 | 0             | 680           | Rotule                | 2.29           |
| B.1 | 61.2          | 0             | Rotule                | 0.24           |
| B.2 | 0             | 680           | Rotule                | 1.84           |
| C.1 | 680           | 0             | Rotule                | 1.34           |
| C.2 | 0             | 49.5          | Rotule                | 0.40           |

Détails des colonnes mixtes :

- Section en acier - HE200M
- Classe du béton – C30/37
- Armature (A500) –  $\phi$ 20 mm /  $\phi$ 6 mm



Conclusions

- **Colonnes en acier standard**

Les résultats présentés dans le tableau 41 montrent que, pour les poteaux en acier sur appuis fixes, la résistance ne dépasse pas la limite d'élasticité (1,03 peut-être admissible).

Organigramme Figure 3 – Bloc C.4 → Fin de dimensionnement

Cependant, avec des appuis articulés pour les cas A.2 et B.2, cette limite est dépassée.

- **Colonnes mixtes acier-béton**

Concernant les colonnes mixtes, comme présenté dans le tableau 42, les facteurs d'utilisation sont considérablement plus élevés comme expliqué précédemment pour l'analyse d'impact (W.E. I.1.4 / CS/NS).

Dans l'ensemble, on peut conclure que, pour les poteaux en acier non-mixte, la dimensionnement standard est capable de reprendre les charges développées, lorsque l'assemblage inférieur du poteau est fixe. Les poteaux mixtes montrent cependant les pires résultats en raison du fait que la contribution principale pour la résistance proviendra de l'élément en acier qui est sensiblement plus petit que celui utilisé pour le dimensionnement en acier standard.

Comme indiqué précédemment, la principale amélioration qui peut-être apportée est d'augmenter la nuance d'acier à S460 ; ce faisant, les facteurs d'utilisation des colonnes sont tous inférieurs ou égaux à 1,0 pour les sections en acier standard.

Afin d'améliorer la réponse de l'élément clé sous  $A_d$ , un ensemble d'autres changements pourraient être mis en œuvre :

- Augmenter la taille des sections ;
- Dimensionnement en considérant des conditions aux limites plus avantageuses pour les assemblages ;

Une combinaison des solutions précédentes pourrait être envisagée pour les colonnes mixtes.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.2 →  
Redimensionnement

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.2 →  
Redimensionnement

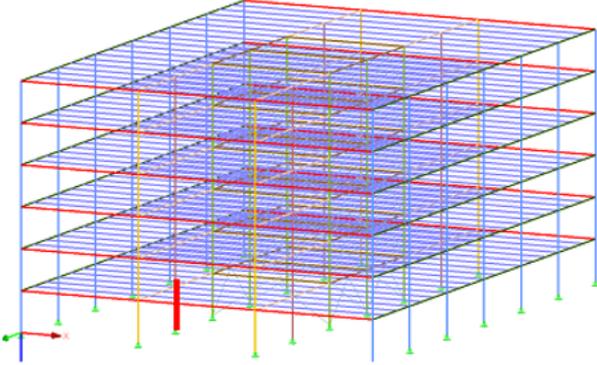
### 8.8.3 Méthode de compartimentation

#### 8.8.3.1 Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés à l'aide de la méthode de compartimentation (SS/NS)

|   |               |  |          |   |
|---|---------------|--|----------|---|
| <br>Exemple d'application  | Titre         | Dimensionnement pour des évènements non identifiés en utilisant la méthode de segmentation |          | 1 sur 1 pages   |
|   | Structure     | Structure en acier en zone non-sismique  | Fait par | F+W   |
|   | Document ref. | II.3.1 / SS/NS   |          |   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis des évènements non identifiés dans une structure en acier en zone non sismique à l'aide de la compartimentation</b></p> <p>L'exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés à l'aide d'une méthode de compartimentation.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Remarques</u></p> <p>La méthode de compartimentation (frontière de compartiment faible, frontière de compartiment forte) peut-être utilisée seule ou en combinaison avec d'autres mesures (par exemple, renforcement local) ou méthodes (par exemple, ALPM). Lorsque les résultats de l'ALPM indiquent la nécessité d'une refonte, la méthode de compartimentation peut-être utilisée comme solution alternative pour limiter l'extension des dommages.</p> <p>Dans le cas de l'immeuble de faible hauteur actuel, une stratégie de frontière de compartiment faible pourrait être choisie. Comme il sera mis en évidence à partir des résultats des approches analytiques et numériques, les assemblages à gousset d'âme nominale articulés conçus pour l'ELU ne sont pas capables de résister aux efforts de traction importants résultants des effets de membrane lors de l'examen d'un scénario de perte de colonne. Pratiquement, ces assemblages agissent comme des " fusibles " en cas de perte de colonne, et l'effondrement sera limité à la zone directement affectée par la perte de colonne (limitation horizontale des dommages). Si la réponse des assemblages est ductile, ils développeront de grandes déformations avant l'effondrement, empêchant ainsi une rupture fragile soudaine.</p> |               |  |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.5.</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>Organigramme Figure 3 – Bloc C.4</p> |

## 8.8.4 Méthode des cycles de charges alternées

### 8.8.4.1 Dimensionnement pour des événements non identifiés à l'aide de l'ALPM - approche analytique (SS/NS)

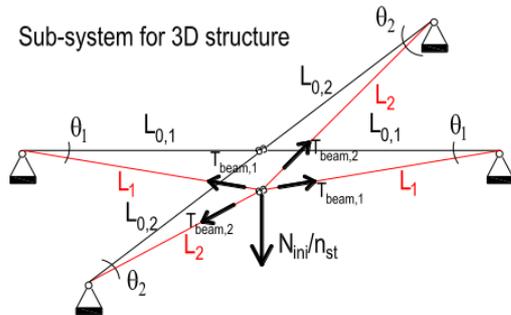
|   |               |   |          |  |
|---|---------------|---|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement pour des événements non identifiés à l'aide de l'ALPM - approche analytique |          | 1 sur 12 pages   |
|   | Structure     | Structure en acier en zone non-sismique   | Fait par | F+W  |
|   | Document ref. | II.4.1 / SS/NS  |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure en acier dans une zone non sismique en utilisant la méthode de chemin de charge alternatif - approche analytique</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés en utilisant l'approche analytique d'ALPM.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de dimensionnement accidentelle</u></p> <p>La combinaison d'actions est :</p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Définition des scénarios de perte de colonnes</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Scénario 1 – suppression de la colonne à l'emplacement B2</li> </ul> |               |   |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.2</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> |
|   |               |   |          |  |
| <p><i>Figure 85. Perte de colonne supposée (colonne B2)</i></p> <p><b>Éléments à l'étude</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Poutre B1/B3 – IPE550</li> <li>Poutre C2w/C3w – IPE600</li> </ul> <p><b>Hypothèses pour les assemblages</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Solution 1 : assemblages simples</li> <li>Solution 2 : assemblages semi-rigides</li> </ul>   |               |   |          |  |

Calcul

La méthode appliquée est l'approche analytique simplifiée pour les structures à diaphragmes horizontaux présentée dans la section 5.3.2.

- Solution 1 - **forces de liaison pour les assemblages simples** (Section 5.3.2.2)

La procédure consiste à résoudre le système de 4 équations comme indiqué dans la Figure 86.



| 3D Structures with simple joints |  |
|----------------------------------|--|
| Eq. 1                            | $\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$ |
| Eq. 2                            | $T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$                                   |
| Eq. 3                            | $T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$                                   |
| Eq. 4                            | $L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$  |

Figure 86. Système d'équations de l'approche analytique pour les assemblages simples

La poutre d'indice 1 est l'IPE550, tandis que la poutre d'indice 2 est l'IPE600. La force initiale dans la colonne  $N_{ini}$  est tirée de l'approche numérique en considérant la combinaison de cas de charge accidentelle.

Tableau 43. Paramètres d'entrée pour l'approche analytique avec des assemblages simples – SS/NS

| $N_{ini}$  | $n_{st}$ | $E$        | $A_1$               | $L_{0,1}$ | $A_2$               | $L_{0,2}$ |
|------------|----------|------------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|
| 4078.51 kN | 6        | 210000 MPa | 134 cm <sup>2</sup> | 12 m      | 156 cm <sup>2</sup> | 8 m       |

En retravaillant le système d'équations et en intégrant les valeurs du tableau 43, la première équation peut-être écrite pour  $x = \theta_2$  comme suit :

$$17866.67 \tan(x) (1 - \cos(\tan^{-1}(0.67 \tan(x)))) + 31200 \tan(x) (1 - \cos(x)) - 3.24 = 0$$

La solution de cette équation est  $x = \theta_2 = 0.05485$  rad. Les résultats pour les quatre inconnues sont résumés dans le tableau 44.

Tableau 44. Solution du système d'équations pour l'approche analytique dans le scénario 1–SS/NS

| $\theta_1$  | $\theta_2$  | $T_{poutre,1}$ - IPE550 | $T_{poutre,2}$ - IPE600 |
|-------------|-------------|-------------------------|-------------------------|
| 0.03659 rad | 0.05485 rad | 1884 kN                 | 4934 kN                 |

Remarques

- Par rapport à l'approche numérique – W.E. II.4.5 SS/NS, les résultats obtenus sont environ 8% supérieurs (1741 kN pour IPE550 et 4565 kN pour IPE600). Cependant, on sait que l'approche analytique surestime les efforts de traction, de sorte que l'ordre de grandeur ici est cohérent et valide les efforts de traction obtenus avec l'approche numérique.

- Les résultats indiquent qu'un redimensionnement de la structure visant la robustesse est nécessaire car les assemblages ne sont pas capables de reprendre des charges aussi importantes (voir W.E. II.1.3 / SS/NS).

- **Solution 2 – approche alternative avec des assemblages semi-rigides**

Comme indiqué dans W.E. II.4.5 / SS/NS, les assemblages partiellement résistants peuvent être une bonne alternative aux assemblages nominalemt articulés pour augmenter la robustesse de la structure. Pour étudier cela, les assemblages poutre-poteau seront remplacés par des platines d'about non-débordantes. Tous ces assemblages ont M24 Gr. 10,9 boulons et platines d'about e 15 mm d'épaisseur, comme présenté dans la Figure 87.

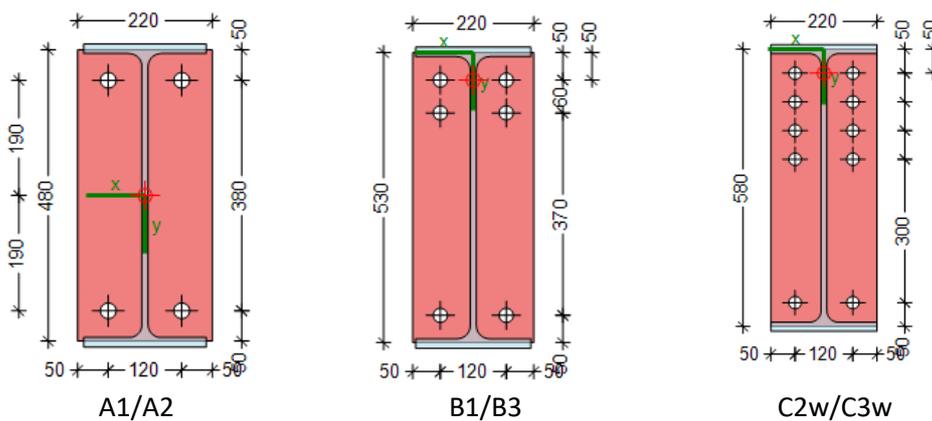


Figure 87. Assemblages alternatifs à la platine d'about non-débordante pour l'approche analytique

Ces assemblages semi-rigides ont été conçus pour résister aux forces de cisaillement ELU et à une éventuelle interaction N-V dans les boulons. A noter que pour les assemblages poutre-poteau boulonnés selon l'axe faible du poteau (à travers l'âme du poteau), une pièce soudée est nécessaire pour reconstruire un assemblage de type "axe fort", comme illustré à la Figure 88.

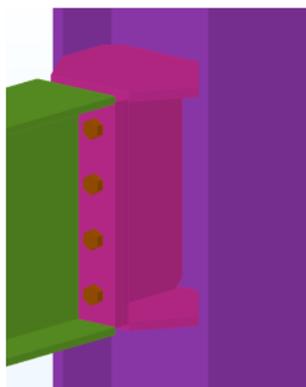


Figure 88. Pièce soudée pour un assemblage type platine d'about non-débordante axe faible (modèle de boulon non représentatif)

La méthode analytique simplifiée avec des assemblages partiellement résistants prend en compte les effets suivants (voir Section 5.3.2.3):

- Contribution du mécanisme plastique des poutres ;
- Contribution de la dalle ;

- Contribution des effets chaînette.

Si la somme des contributions ci-dessus n'est pas suffisante, des déformations plus importantes se développent et des effets de membrane dans les poutres sont activés de la même manière que dans l'exemple de l'assemblage simple. Comme cela nécessite une plus grande capacité de rotation dans les assemblages, la conception visant la robustesse sera ici réalisée en optimisant les trois contributions mentionnées ci-dessus afin qu'aucun effet membranaire ne se produise.

• Contribution de la dalle

La section transversale et les propriétés de la dalle sont résumées dans la Figure 89 et le Tableau 45.

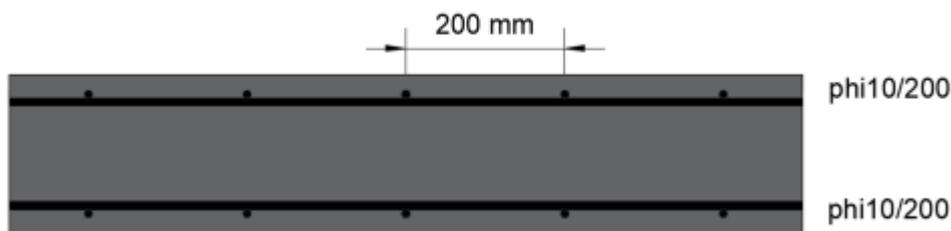


Figure 89. Coupe transversale de la dalle de béton

Tableau 45. Propriétés de la dalle de béton

| Classe | t        | c        | Acier | $A_{sx}$<br>(sup. et inf.) | $A_{sy}$<br>(sup. Et inf.) | $M_{Rd}$<br>(en travée/<br>sur appui) | Mode de ruine            |
|--------|----------|----------|-------|----------------------------|----------------------------|---------------------------------------|--------------------------|
| C30/37 | 20<br>cm | 20<br>mm | B500S | 3.93<br>cm <sup>2</sup> /m | 3.93<br>cm <sup>2</sup> /m | 26.9<br>kNm                           | Plastification armatures |

La dalle est conçue pour répondre aux exigences ELS/ELU. L'armature en acier correspond à l'armature constructive minimale selon DIN EN 1992-1 Chap. 9.

Pour le scénario de perte de poteau considéré, le système statique de la dalle en béton sans tenir compte des contraintes provenant des poutres intérieures est illustré à la Figure 90.

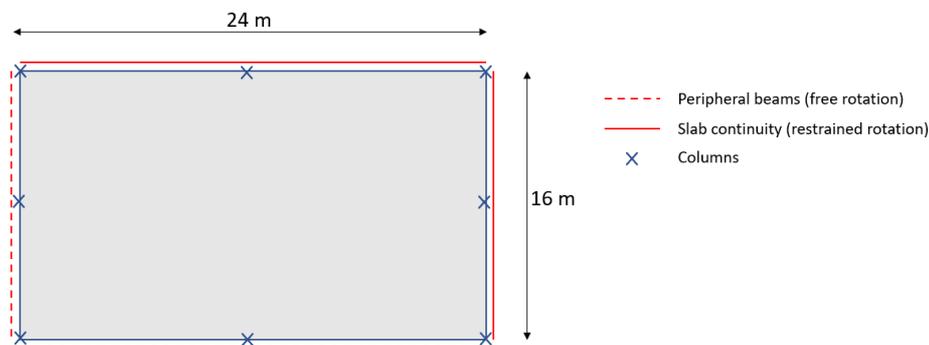


Figure 90. Système statique de la dalle béton après perte de colonne

Le chargement accidentel ( $1 \times G + 0,5 \times Q$ ) de  $6,5 \text{ kN/m}^2$  (en négligeant les charges de façade) conduit à des moments fléchissants importants pour lesquels la dalle n'a pas été dimensionnée, voir Figure 91.

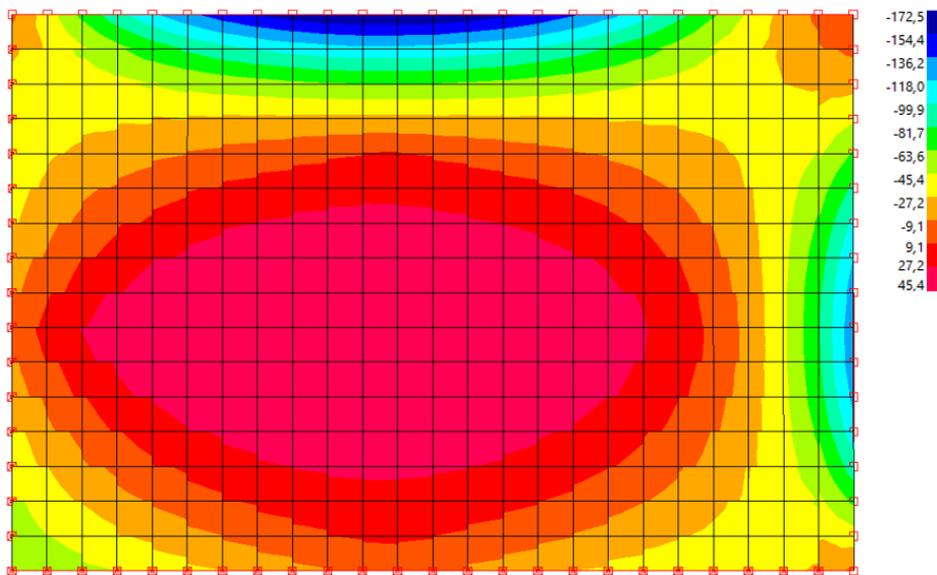


Figure 91. Moment fléchissant accidentel dans la dalle de béton après la perte du poteau ( $M_{Ed} = -172.5 \text{ kNm}$ )

Par conséquent, la dalle de béton ne suffirait pas à elle seule à assurer la robustesse de la structure. Cependant, avec d'autres effets énumérés ci-dessus, la dalle peut toujours contribuer à assurer la robustesse. Cette contribution s'exprime par la force ponctuelle verticale  $P_{slab}$  (appliquée à l'endroit où la colonne est perdue) nécessaire au développement d'un mécanisme plastique. Comme le mode de rupture de la dalle est ductile (élasticité de l'armature en acier), la dalle sera capable de maintenir le moment plastique le long des charnières.

Le mécanisme plastique est obtenu à l'aide de la méthode de Johansen. Deux modèles de ruine ont été étudiés : un mode non-circulaire et un mode circulaire. Les deux sont illustrés dans les figures suivantes.

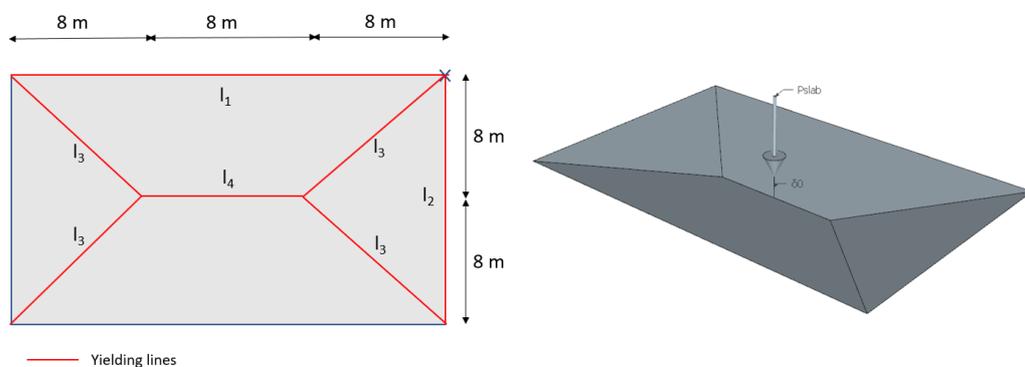


Figure 92. Modèle de mécanisme plastique non circulaire

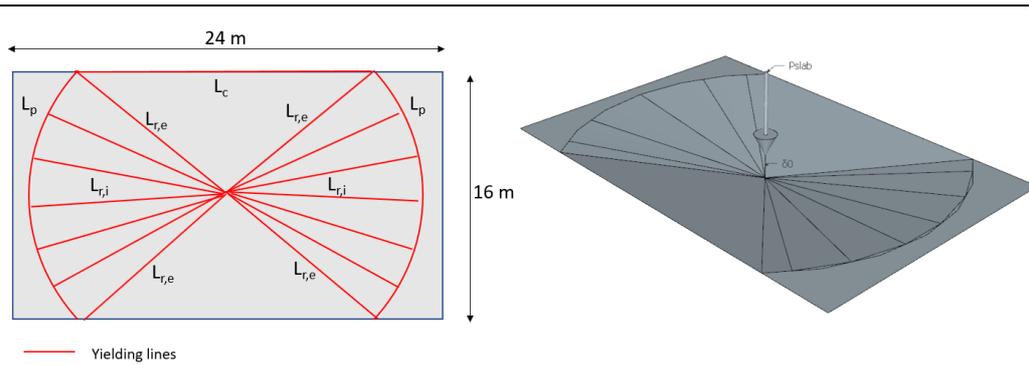


Figure 93. Modèle de mécanisme plastique circulaire

En utilisant le principe des travaux virtuels, les forces suivantes sont obtenues :

- Modèle de ruine pour mécanisme non-circulaire : 313.6 kN
- Modèle de ruine platine d'about non-débordante circulaire : 330.4 kN

La valeur de  $N_{pl,dalle}$  est donnée par le minimum des deux valeurs ci-dessus, c'est-à-dire, 313.6 kN.

Plus de détails sur le calcul de ces valeurs à partir des mécanismes plastiques se trouvent dans le calcul détaillé et dans (Vermeulen, 2021).

- Contribution du mécanisme de poutre en acier

En raison de l'utilisation d'assemblages partiellement résistants, la force verticale associée au développement d'un mécanisme plastique de poutre résultant de la formation de rotules plastiques dans les assemblages peut-être calculée.

Étant donné que les assemblages dans les deux sens sont des assemblages partiellement résistants, cette force est donnée par l'équation suivante (adapté de la version 1D), voir Figure 94 pour le mécanisme illustré.

$$N_{pl} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,1}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,1}^+}{L_{0,1}} + \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,2}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,2}^+}{L_{0,2}}$$

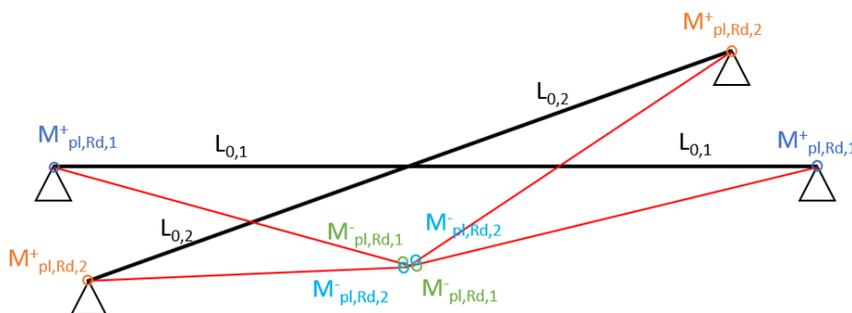


Figure 94. Mécanisme plastique de poutre se développant dans les poutres avec des assemblages partiellement résistants

Les moments résistants positif et négatif des assemblages sont donnés dans le tableau 46.

Tableau 46. Moment résistant des assemblages partiellement résistants

| Assemblage B1/B3             |                              | Assemblage C2/C3             |                              |
|------------------------------|------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| $M_{pl,Rd,1}^+$<br>(hogging) | $M_{pl,Rd,1}^-$<br>(sagging) | $M_{pl,Rd,2}^+$<br>(hogging) | $M_{pl,Rd,2}^-$<br>(sagging) |
| 306.1 kNm                    | 224.7 kNm                    | 416.6 kNm                    | 305.6 kNm                    |

Sur la base de ces valeurs, une force  $N_{pl}$  égale à 269 kN est obtenue.

- Contribution des effets de chaînette

Par analogie avec les sections précédentes, la force ponctuelle verticale  $N_{arc}$  nécessaire pour surmonter l'effet d'arc est calculée.

Les effets d'arc sont activés si la résistance à la compression de tout composant activé une fois que le mécanisme ci-dessus s'est développé n'est pas déterminante, en d'autres termes si le mode de défaillance de la plate-forme n'est pas un composant (c'est-à-dire un assemblage ou une poutre) en compression. Dans de telles conditions, un effet de voûte peut être mobilisé à l'intérieur des poutres se trouvant dans la partie directement affectée, dès que le mécanisme plastique s'est formé. Le tableau suivant résume les modes de défaillance des assemblages concernés.

Tableau 47. Modes de ruine des assemblages partiellement résistants

| Assemblage | Moment positif /<br>Moment négatif | Mode de ruine                 |
|------------|------------------------------------|-------------------------------|
| B1/B3      | Moment positif (+)                 | Âme de colonne en compression |
| B1/B3      | Moment négatif (-)                 | Âme de colonne en compression |
| C2/C3      | Moment positif (+)                 | Âme de colonne en compression |
| C2/C3      | Moment négatif (-)                 | Âme de colonne en compression |

Comme tous les assemblages échouent atteignant la ruine en compression, aucun effet d'arc ne peut-être activé, de sorte que  $N_{arc} = 0$  kN.

#### Vérification de la structure avec des assemblages partiellement résistants

L'apport de la dalle, du mécanisme de poutre et de l'effet de voûte peut être cumulé car leur activation nécessite des capacités de déformation limitées. La résistance totale est alors :

$$N = N_{dalle} + N_{pl} + N_{arc} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6 \text{ kN}$$

L'action verticale appliquée lors de la perte du poteau est égale à la force axiale verticale dans les poteaux internes et a été estimée à 694,2 kN. Comme la somme des résistances de toutes les contributions ci-dessus est inférieure à la force axiale verticale, la structure ne peut pas être considérée comme robuste.

Cela signifie que des déplacements verticaux importants de la partie directement affectée vont se développer avec l'apparition de forces membranaires  $N_{membrane}$  dans les poutres. De telles forces membranaires ne sont pas cumulables avec les contributions

provenant de la dalle et des effets de voûte car elles disparaissent une fois des grandes déformations atteintes.

La contribution  $N_{membrane}$  nécessite l'adoption de méthodes de conception avancées en raison de l'interaction M-N dans les assemblages. Cette contribution nécessiterait des capacités de déformation importantes au niveau des assemblages partiellement résistants. Dans une telle situation, les niveaux requis de capacités de déformation ne sont pas réalisables dans la plupart des cas, de sorte que cette contribution ne sera pas évaluée ici.

Comme déjà indiqué ci-dessus, des assemblages ductiles (modes de rupture des assemblages ductiles) sont nécessaires pour être en conformité avec l'hypothèse de la formation de rotules plastiques au niveau des assemblages. Le mode de rupture des assemblages est ici l'âme du poteau en compression sous moments fléchissants. Ce composant n'étant pas considéré comme ductile, ces assemblages doivent être repensés. Ceci sera évalué avec le redimensionnement visant la robustesse dans la prochaine partie.

- Redimensionnement de la structure avec des assemblages semi-rigides

Avant de procéder au redimensionnement, il faut noter que, de manière cohérente, l'utilisation d'assemblages semi-rigides modifierait la répartition des efforts internes dans la structure. On peut s'attendre à des flèches plus petites à l'ELS, de sorte que des sections transversales plus petites pourraient être utilisées. Mais des moments de flexion dans les poteaux apparaîtraient également, de sorte que des sections transversales de poteaux plus grandes pourraient être nécessaires. Cependant, pour les bâtiments standards, les sections transversales des poteaux n'ont pas besoin d'être améliorées en raison de la contrainte supplémentaire due aux rigidités de l'assemblage poutre-poteau. Dans le cadre de cet exemple solutionné, la structure en acier a été conservée telle quelle (conçue sur base d'efforts internes obtenus à partir d'une modélisation avec assemblages simples). La modélisation des assemblages semi-rigides en rotules reste une hypothèse valide et sécuritaire si ces assemblages ont une ductilité et une capacité de rotation suffisantes.

Il existe plusieurs façons d'atteindre les exigences de robustesse, telles que :

- Modifier le dimensionnement de la dalle pour augmenter la contribution du mécanisme de la dalle ;
- Renforcer les assemblages dans une ou les deux directions pour augmenter la contribution du mécanisme de poutre ;
- Renforcez les composants en compression pour activer l'effet chaînette.

Afin de d'illustrer l'apport de l'effet de chaînette dans la pratique, nous avons choisi de modifier les assemblages C2/C3 comme le montre la figure suivante.

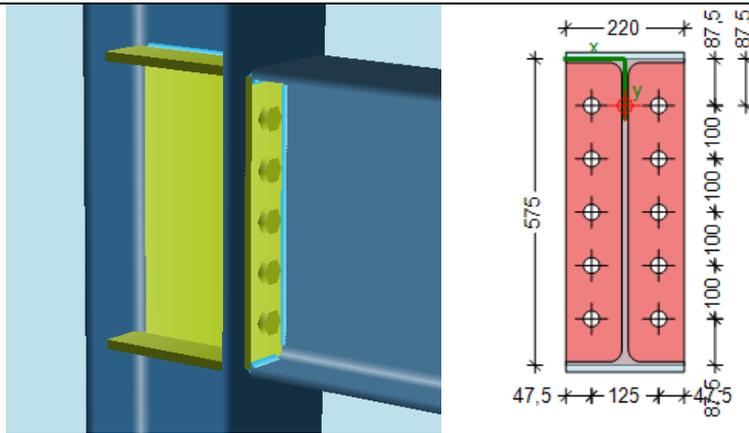


Figure 95. Redimensionnement de l'assemblage C2/C3 pour répondre aux exigences de robustesse

Les changements opérés sont les suivants :

- Raidisseurs de colonne (même épaisseur que les semelles de poutre);
- Raidisseur d'âme;
- Répartition des boulons adaptée;
- Soudures des semelles changées de 6 à 7 mm.

Des raidisseurs d'âmes de colonnes sont nécessaires pour activer l'effet de chaînette (voir ci-dessous). A noter que des règles spécifiques de l'EN 1993-1-8 doivent être respectées afin de prendre en compte les platines d'âme dans la vérification de l'assemblage. Comme les moments de flexion d'appui (négatif) et de travée (positif) d'accrochage jouent un rôle dans le mécanisme de poutre ainsi que dans l'effet de chaînette, la répartition asymétrique des boulons a été modifiée pour devenir symétrique. Des boulons M27 (au lieu de M24) ont été choisis pour continuer à satisfaire la vérification de la force de cisaillement ELU. Enfin, la taille des soudures des semelles a été augmentée pour des problèmes de ductilité.

Des modifications de l'assemblage B1/B3 sont nécessaires pour augmenter la contribution du mécanisme de poutre et atteindre les exigences de robustesse.

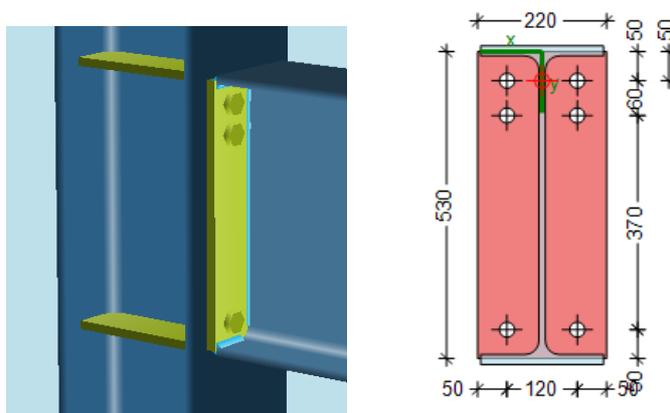


Figure 96. Redimensionnement de l'assemblage B1/B3 pour répondre aux exigences de robustesse

Les changements sont les suivants :

- Raidisseurs de colonne (même épaisseur que les semelles de poutre) ;
- L'épaisseur de la platine d'about est passée de 15 à 20 mm ;
- Les soudures des semelles sont passées de 6 à 7 mm.

Les modifications apportées à cet assemblage permettent d'augmenter le moment de flexion résistant de l'assemblage et donc le mécanisme de la poutre. La configuration des boulons reste inchangé.

a) Contribution de la dalle

Aucune modification n'ayant été apportée à la dalle, la contribution de cette composante reste inchangée ( $N_{dalle} = 313.6$  kN).

b) Contribution du mécanisme poutre

Les moments résistants positif et négatif des assemblages redimensionnés sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 48. Moments fléchissants résistants des assemblages redimensionnés B1/B3 et C2/C3

| Assemblage B1/B3           |                             | Assemblage C2/C3           |                             |
|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| $M_{pl,Rd,1}^+$<br>(appui) | $M_{pl,Rd,1}^-$<br>(travée) | $M_{pl,Rd,2}^+$<br>(appui) | $M_{pl,Rd,2}^-$<br>(travée) |
| 368.9 kNm                  | 285.4 kNm                   | 451.3 kNm                  | 451.3 kNm                   |
| CWS                        | CWS                         | EPB                        | EPB                         |

A partir de ces valeurs,  $N_{pl}$  est obtenu comme étant égal à 334.7 kN

c) Contribution de l'effet chaînette

Dans le cadre de cet exemple, seul l'effet de chaînette provenant du portique court (IPE600 avec des assemblages C2/C3) est pris en compte, comme illustré en deux dimensions sur la figure 97.

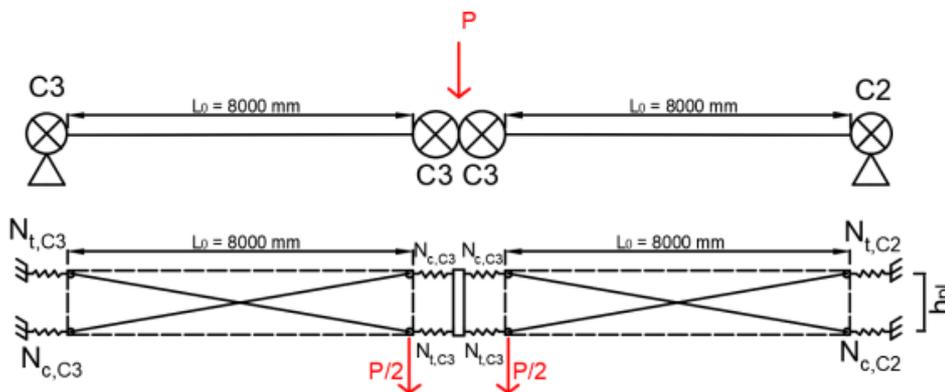


Figure 97. Modèle utilisé pour l'effet de chaînette

En effet, il n'y aura pas de contribution venant de l'autre direction car le mode de rupture des assemblages B1/B3 est l'âme du poteau en cisaillement. Cela signifie qu'une fois le moment résistant de ces assemblages atteint, il n'y a aucun moyen d'augmenter les

efforts de traction dans les rangées pour contribuer à un effet de chaîne supplémentaire.

Pour l'assemblage redimensionné C2/C3, le mode de rupture est la platine en flexion et les principales propriétés de l'assemblage sont répertoriées dans le tableau ci-dessous. L'assemblage étant désormais symétrique, les valeurs positive et négative sont identiques.

Tableau 49. Propriétés de l'assemblage C2/C3

|   |             |                |
|---|-------------|----------------|
| Moment résistant                              | $M_{Rd}$    | 451.3 kNm      |
| Rigidité torsionnelle initiale                | $S_{j,ini}$ | 114000 kNm/rad |
| Somme des forces de traction dans les rangées | $F_t$       | 1369.4 kN      |
| Coefficient de raideur du BFC                 | $k_7$       | $+\infty$      |
| Coefficient de raideur du CWS                 | $k_1$       | 9.461 mm       |
| Coefficient de raideur du BFC                 | $k_2$       | $+\infty$      |
| Résistance à la compression                   | $F_c$       | 1783 kN        |

Notez que la résistance à la compression de l'assemblage est régie par le composant « âme du poteau en cisaillement ».

Les résultats intermédiaires de la méthode sont résumés dans le tableau ci-dessous. Plus de détails sur la méthode peuvent être obtenus dans le Livrable D2.2 du projet FAINOMORE disponible gratuitement sur le site web du projet. Un calcul similaire peut également être trouvé dans (Vermeulen, 2021) pour d'autres paramètres d'entrée.

Les hypothèses suivantes ont été faites :

- L'PAI étant constitué de diaphragmes, son déplacement latéral a été négligé ;
- Les assemblages C2 et C3 étant similaires, ils ont été considérés comme identiques en termes de rigidité et de résistance.

Tableau 50. Paramètres de la méthode de l'effet de chaîne

|   |                        |           |
|---|------------------------|-----------|
| Déplacement vertical de la poutre   | $\Delta_{poutre}$      | 36.9 mm   |
| Déplacement vertical dû à la rotation des assemblages                         | $\Delta_{assemblages}$ | 63.3 mm   |
| Déplacement vertical total dû au mécanisme de poutre                          | $\Delta_{pl}$          | 100.3 mm  |
| Somme des efforts de traction dans l'assemblage lorsque le mécanisme se forme | $F_t$                  | 1369.4 kN |
| Rigidité efficace en compression de l'assemblage                              | $k_{eff,c}$            | 9.461 mm  |
| Raccourcissement élastique par compression de l'assemblage                    | $\delta_{c,el}$        | 0.689 mm  |
| Longueur de la corde de la chaîne lorsque le mécanisme plastique se forme     | $L_D$                  | 8017.0 mm |
| Résistance à la compression de l'assemblage                                   | $F_c$                  | 1783 kN   |
| Raccourcissement plastique par compression de l'assemblage à la ruine         | $\delta_{c,pl}$        | 0.897 mm  |
| Inclinaison de la chaîne à la rupture   | $\theta$               | 0.062 rad |
| Résistance au flambage de la corde de chaîne (approche sécuritaire)           | $N_{b,Rd}$             | 231.7 kN  |

A partir de ces valeurs, une force  $N_{arc}$  égale à 51.0 kN est obtenue.

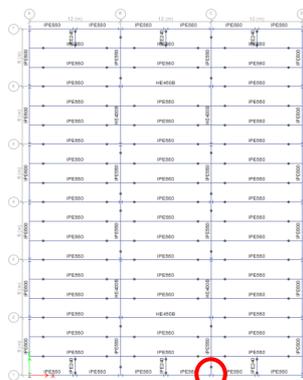
Cette contribution peut être cumulée à celles provenant des mécanismes plastiques de poutres et dalles car l'activation de cet effet de chaînette nécessite des capacités de déformation limitées.

En cumulant toutes les contributions ci-dessus, la résistance totale est maintenant :

$$N = N_{dalle} + N_{pl} + N_{arc} = 313.6 + 334.7 + 51.0 = 699.3 \text{ kN}$$

La résistance est maintenant supérieure à la force axiale verticale de 694,2 kN, de sorte que la structure redimensionnée peut maintenant être considérée comme robuste.

8.8.4.2 Dimensionnements pour des évènements non identifiés utilisant ALPM - prédiction simplifiée de la réponse dynamique (SS/S)

|  |               |   |          |  |
|--|---------------|---|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>   | Titre         | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide de l'ALPM - prédiction simplifiée de la réponse dynamique |          | 1 sur 3 pages  |
|  | Structure     | Structure en acier en zone sismique   | Fait par | UPT  |
|  | Document ref. | II.4.2 / SS/S   |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure en acier en zone sismique à l'aide de la méthode de chemin de charge alternatif - prédiction simplifiée de la réponse dynamique</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés en utilisant l'approche simplifiée pour prédire la réponse dynamique suite à un scénario de perte de colonne.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de conception accidentelle</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Définition de l'hypothèse de calcul</u></p> <p>La méthode numérique simplifiée adoptée pour l'exemple actuel permet d'établir la demande en ductilité maximale et de vérifier le rapport demande/capacité. Cependant, pour déterminer la réponse de la structure pour un scénario de retrait de colonne, une analyse statique non linéaire a été effectuée. Par conséquent, compte tenu du bilan énergétique entre le travail effectué par le chargement et l'énergie interne stockée, la réponse pseudo-statique a été déterminée.</p> <p>Scénario de suppression de colonne envisagé :</p> |               |   |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.3</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> |
|   |               |   |          |  |
| <p>Figure 98. Scénario de suppression de colonne - ALPM - méthode simplifiée – SS/S</p>  |               |   |          |  |

Selon le scénario présenté à la figure 98, la colonne considérée comme supprimée est au rez-de-chaussée.

### Analyse structurelle

Pour cette méthode, une analyse numérique statique non linéaire 3D a été réalisée à l'aide d'un modèle réalisé dans SAP2000. La charge de gravité a été attribuée selon la combinaison mentionnée précédemment. Le chargement a été appliqué uniquement sur la zone connectée au poteau – les deux premiers portiques dans la direction Y et le premier portique dans la direction Z. De plus, le déplacement de la colonne a été imposé vers le bas jusqu'à atteindre la rupture.

La géométrie et les non-linéarités des matériaux (rotules plastiques) ont été prises en compte dans l'analyse.

La courbe pushdown pour le scénario C1 est la courbe PD de la Figure 99. Sur l'axe vertical, la force a été normalisée avec le multiplicateur de charge de gravité  $\lambda$  ( $\lambda=1$  pour une charge appliquée de 1,0 DL + 0,5 LL). L'analyse a été effectuée jusqu'à la ruine.

Après avoir effectué le bilan énergétique (Izzuddin et al., 2008), la courbe pseudo-statique a été déterminée et tracée comparativement à la courbe pushdown - courbe pseudo-statique à la figure 99.

### Résultats

Les résultats montrent que, pour  $\lambda=1$ , les déformations plastiques restent limitées dans la courbe pseudo-statique. Ces résultats sont présentés sur la Figure 99.

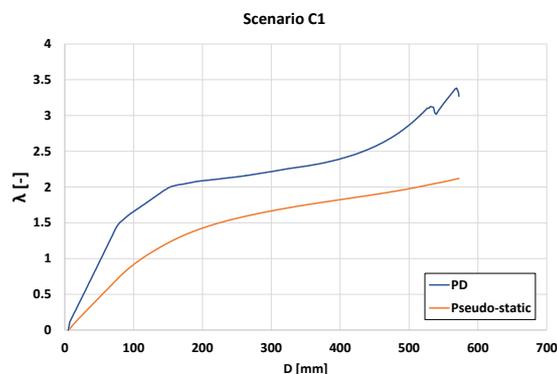


Figure 99. Multiplicateur de charge normalisé en fonction du déplacement vertical pour les courbes push-down et pseudo-dynamiques – ALPM (MCCA) – approche numérique simplifiée – SS/S

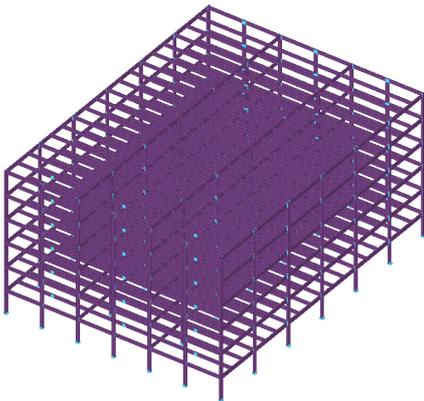
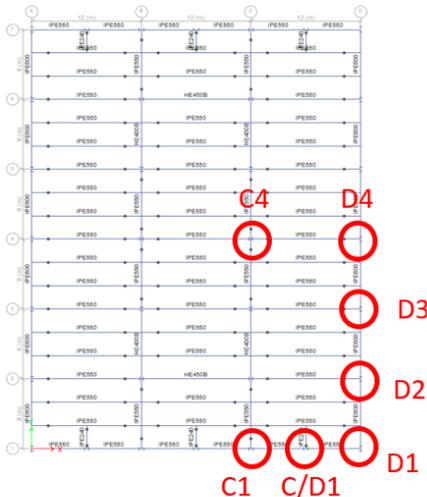
### Conclusions

- Pour le scénario de retrait de colonne considéré, la structure a une capacité de résistance et une ductilité permettant de trouver des chemins de charge alternatifs et pour éviter l'effondrement progressif.
- L'approche numérique simplifiée à partir d'une analyse statique non linéaire fournit une évaluation pratique de la demande en ductilité pour le dimensionnement vis-à-vis de l'effondrement progressif. Par rapport à l'analyse numérique complète, la procédure est orientée vers l'ingénierie et peut-être effectuée plus rapidement. Même si l'analyse dynamique non linéaire permet d'obtenir des résultats plus précis, prenant implicitement l'amplification dynamique du chargement, les résultats fournis par cette méthode sont comparables.

Voir Section § 5.3.5

Organigramme Figure 3 – Bloc C.4 → Fin de dimensionnement

8.8.4.3 Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète (SS/S)

|  |               |   |          |  |
|--|---------------|---|----------|--|
|  <p>Exemple d'application</p>   | Titre         | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide de l'ALPM - approche numérique complète |          | 1 sur 7 pages  |
|  | Structure     | Structure en acier en zone sismique   | Fait par | UPT  |
|  | Document ref. | II.4.3 / SS/S   |          | Date: 06/2021  |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure en acier dans une zone sismique en utilisant la méthode de chemin de charge alternatif - approche numérique complète</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés à l'aide de l'ALPM et de l'analyse dynamique non linéaire.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de dimensionnement accidentelle</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><b>Note :</b> Cette combinaison n'est valable que pour l'analyse dynamique, car les effets dynamiques provoqués par la perte de colonne sont pris en compte implicitement au moyen du paramètre de durée d'élimination.</p> <p><u>Définition des scénarios de suppression de colonnes</u></p> <p>Les scénarios pris en considération sont présentés dans la Figure 100.</p> |               |   |          | <p>Manuel de dimensionnement § 5.3.4</p> <p>Manuel de dimensionnement § 8.2.</p> <p>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b</p> |
|   |               |                 |          |  |
| <p>Figure 100. Vue isométrique de la structure (gauche) et emplacement des colonnes à enlever pour ALPM – approche numérique complète – SS/S</p>   |               |   |          |  |

### Analyse structurelle

L'objectif de cette analyse est d'évaluer le comportement du bâtiment en cas de situation accidentelle (suppression de poteaux). Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel ELS (Chargements Extrêmes pour les Structures) en utilisant le modèle 3D complet de la structure.

Des détails sur le modèle numérique sont donnés dans W.E. I.1.3 / CS/S. Le modèle a été calibré à l'aide d'essais pertinents. Les charges gravitaires ont été calculées en utilisant la combinaison d'actions définies ci-dessus et affectée à tous les étages.

Analyse :

- **1<sup>ère</sup> étape:** Toutes les charges de gravité affectées aux étages à l'aide d'une analyse statique
- **2<sup>nde</sup> étape :** La durée du retrait de la colonne est de 0,001 seconde

### Résultats

La figure 101 présente les courbes décrivant l'évolution du déplacement vertical au cours du temps pour chaque scénario de suppression de colonne. Comme on peut le voir, pour le cas C4, le retrait de la colonne provoque un effondrement progressif sur toute la zone affectée - voir Figure 102.

Pour les cas C/D1, D1, D2, D3, D4 la structure a la capacité de résister à l'effondrement progressif. La figure 103 présente l'allure de la déformée dans le cas du scénario de retrait de la colonne D2. Les déformations sont faibles et le mécanisme de résistance est basé sur la capacité de flexion (voir Figure 104 et Figure 105), sans initiation d'action de chaînette dans les poutres (voir Figure 106).

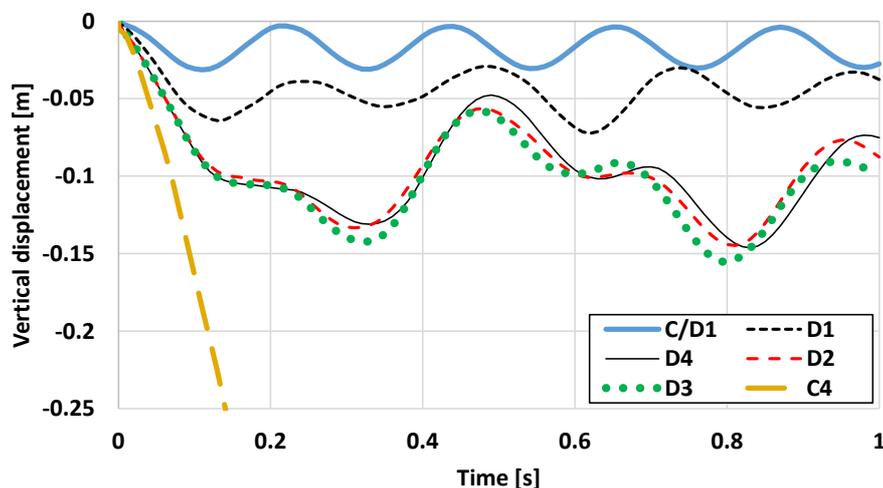


Figure 101. Evolution temporelle du déplacement vertical au droit des colonnes supprimées

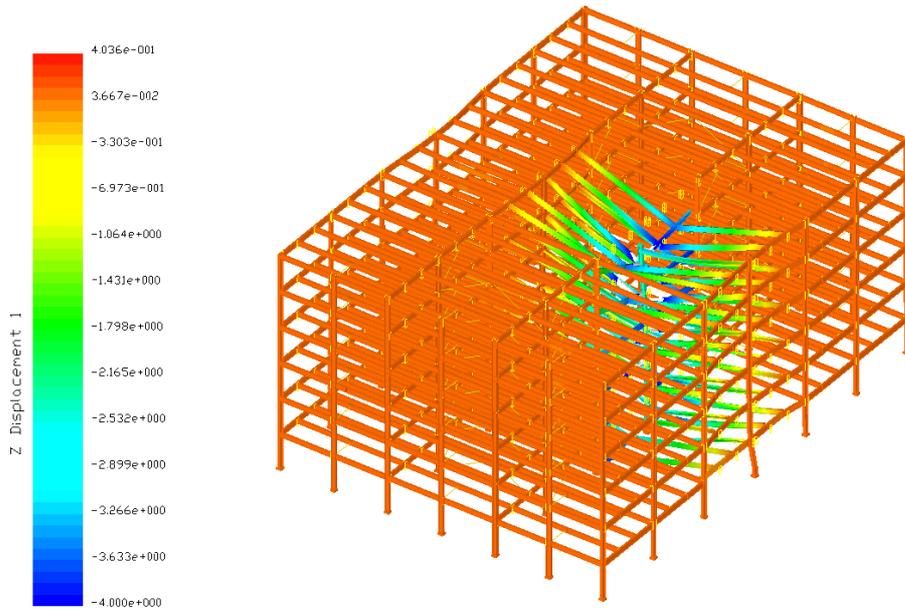


Figure 102. Mode de ruine après retrait de la colonne C4

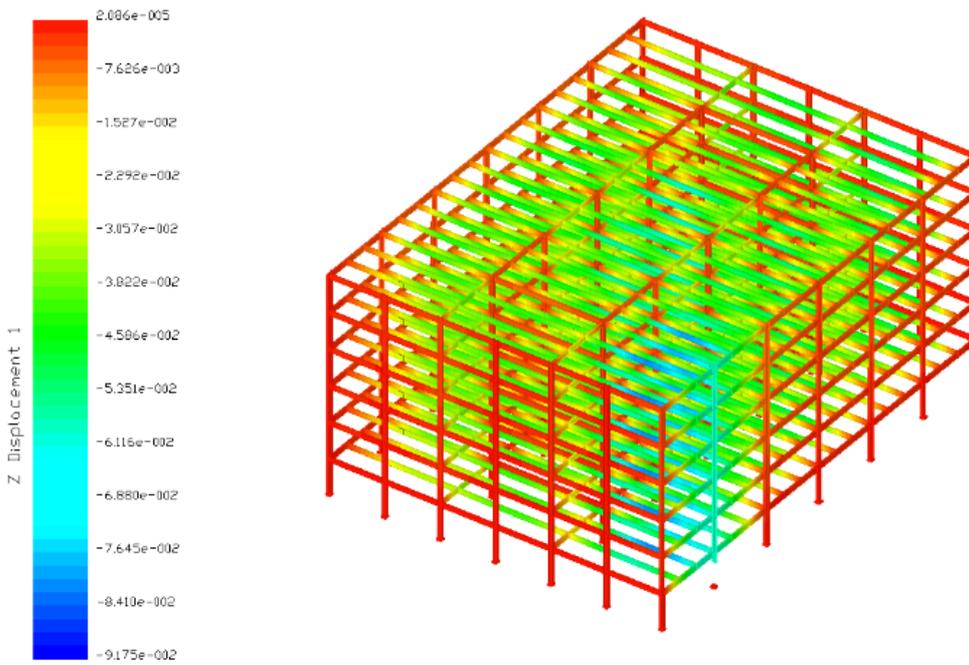


Figure 103. Déplacement vertical de la structure en cas de scénario de suppression de la colonne D2 [m]

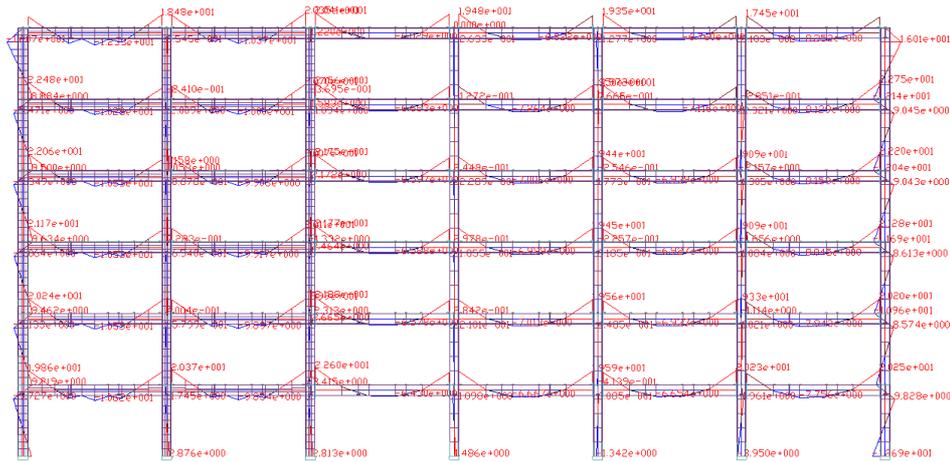


Figure 104. Diagramme des moments fléchissants avant le scénario de retrait de la colonne D2 [tf m].

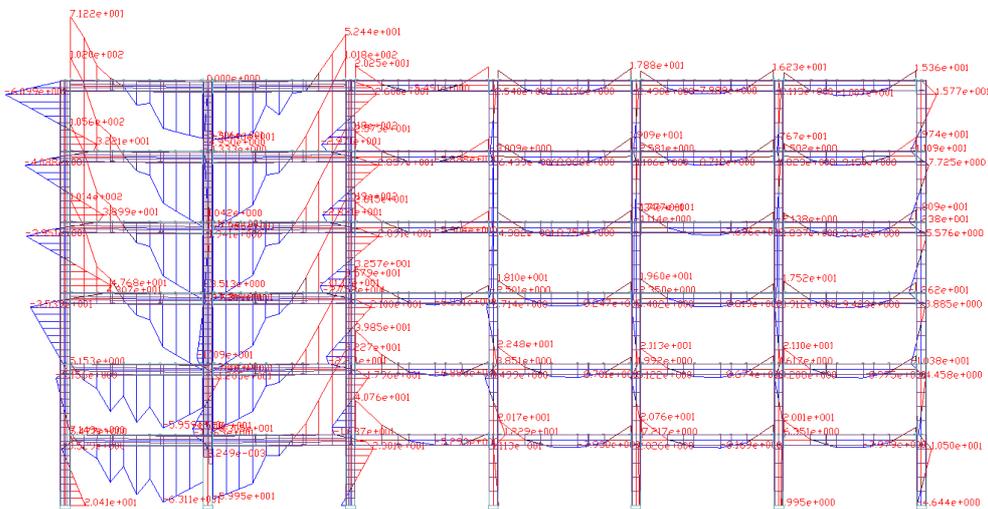


Figure 105. Diagramme des moments fléchissants après le scénario de retrait de la colonne D2 [tf m].

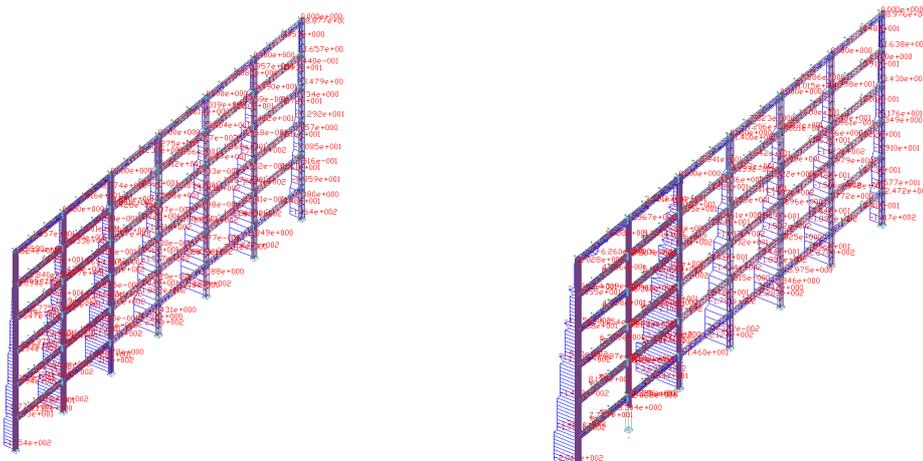


Figure 106. Diagramme de la force axiale avant et après scénario de retrait de la colonne D2 [tf].

Les résultats présentés ci-dessus ont été obtenus en utilisant le niveau des charges de gravité correspondant au dimensionnement:

$DL + 0,5 \times LL$  (c'est-à-dire,  $\lambda = 1$ ). Pour évaluer la réserve de résistance vis-à-vis de l'effondrement progressif pour les cas C/D1, D1, D2, D3, D4, les charges de gravité ont été augmentées au moyen du multiplicateur de charge de gravité  $\lambda$ . Ensuite, les colonnes ont été retirées en utilisant la même procédure que celle décrite ci-dessus.

Dans ce qui suit, seuls les résultats du scénario D4 sont discutés. Comme on peut le voir sur la figure 107, l'effondrement progressif est initié pour  $\lambda = 1,4$  et causé par la ruine des assemblages poutre-poteau des poutres IPE600.

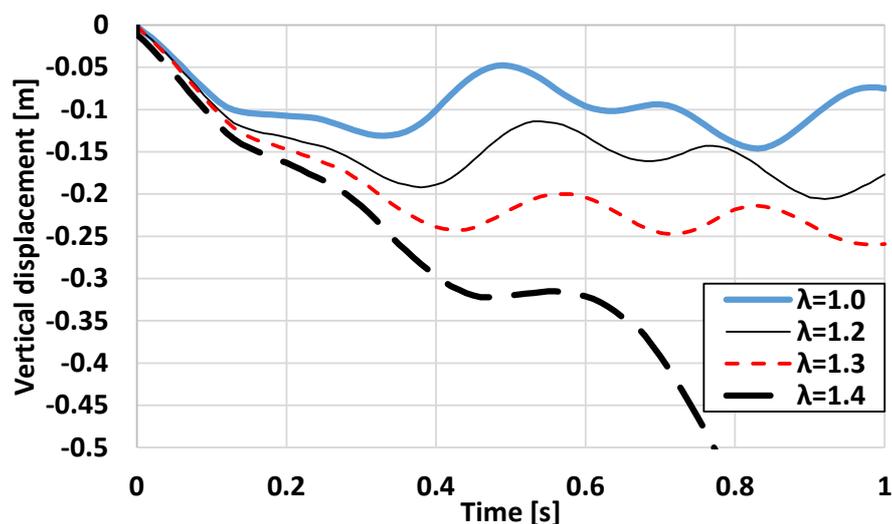


Figure 107. Evolution temporelle du déplacement vertical pour le scénario D4 considérant différents multiplicateurs de charge de gravité  $\lambda$

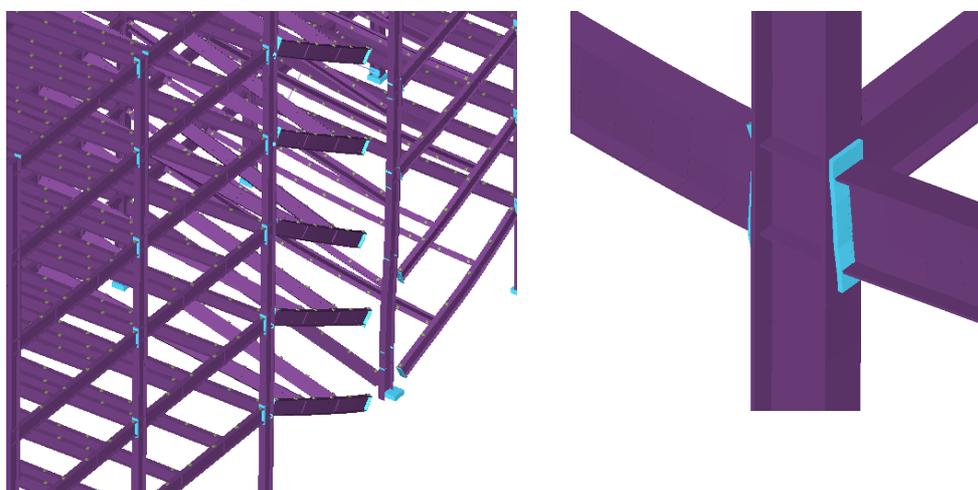


Figure 108. La ruine de l'assemblage poutre-poteau déclenche la ruine progressive (scénario D4,  $\lambda = 1.4$ )

#### Remarques

- Dans le cas de l'enlèvement de la colonne C4, où toutes les poutres adjacentes sont articulées, la structure n'est pas en mesure de transférer les charges, subissant ainsi une ruine progressive. La structure doit-être redimensionnée.
- Tous les autres scénarios produisent une réponse sécuritaire de la structure (des déformations plastiques se développent mais la ruine progressive est empêchée);

- Si des charges de gravité plus élevées sont présentes sur la structure, une ruine progressive peut également s'amorcer - voir le cas D4,  $\lambda = 1.4$ .

Le redimensionnement peut se faire en utilisant différentes stratégies. La stratégie la plus efficace repose sur l'activation des effets de chaînette. Considérant que le point faible est la capacité de l'assemblage poutre-poteau, la stratégie de renforcement devrait impliquer le renforcement de l'assemblage au moyen de plaques d'about raidies placées les parties supérieures et inférieures des extrémités des poutres. Les effets de ce renforcement sont illustrés ci-dessous pour la perte de la colonne D4.

- Résultats de l'amélioration de la typologie d'assemblage

Pour comparer l'efficacité de la technique de raidissement, une analyse push-down est effectuée sur la structure avec des assemblages EP et la structure avec des assemblages raidis (EPS).

L'analyse des scénarios de perte suppose que la colonne D4 est supprimée, puis les charges de gravité affectées aux étages sont incrémentées jusqu'à atteindre la ruine, obtenant la courbe dite de capacité. La figure 109 (à gauche) présente comparativement les courbes de capacité avant et après le renforcement de l'assemblage (PE vs. EPS pour le scénario D4). Comme on le voit, l'assemblage avec plaques d'about non raidies possède une capacité de déformation limitée et péri avant le développement de toute action chaînette dans les poutres. Les assemblages raidis ont une résistance supérieure à la poutre. Ce sont des assemblages à pleine résistance et la déformation plastique se développe aux extrémités des poutres plutôt que dans les assemblages (voir Figure 110). Cela permet une augmentation significative de la capacité, en partie en flexion, mais surtout en chaînette.

Dans la Figure 109 (à droite), les résultats obtenus avec l'analyse numérique sont comparés à la relation charge-déformation de l'EC8 fournie dans le prEN 1998-1-2:2019.3, Annexe L. Comme on peut le voir, l'assemblage EPS possède une grande réserve de capacité, par conséquent, l'utilisation de critères d'acceptation basés sur les séismes (EC8) peut-être assez prudente, les situations d'enlèvement de colonnes où les poutres principales adjacentes ont des assemblages continus entraînent des déflexions verticales limitées.

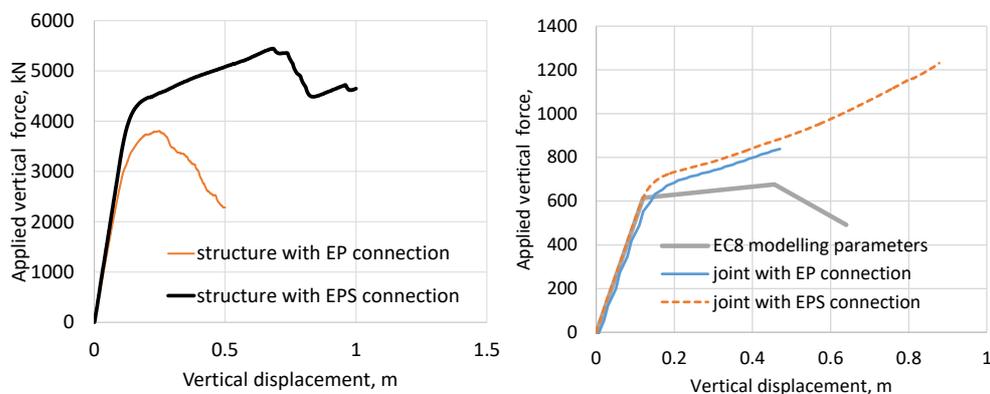


Figure 109. Courbes pushdown pour la structure (à gauche) et pour un portique à un niveau (à droite)

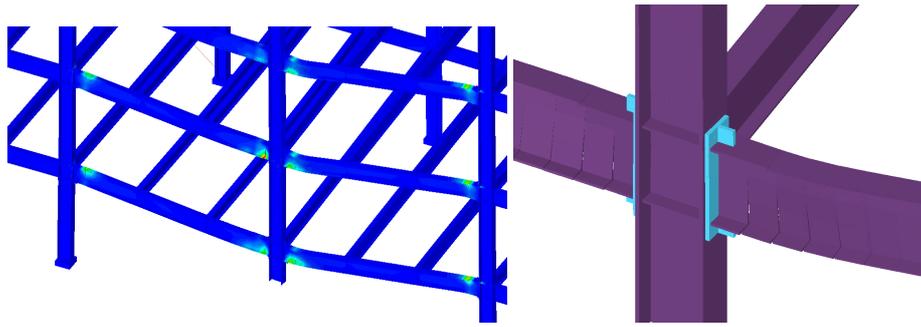


Figure 110. Structure avec SEP : Isovaleurs sur le mode de ruine (à gauche) et le détail (à droite)

### Conclusions

- La perte de la colonne périmétrique n'entraîne pas de propagation des dommages et la structure a la capacité de résister à cette perte. Les colonnes périmétriques n'ont aucun problème à trouver des paliers de charge alternatifs pour redistribuer la charge considérant un multiplicateur de charge de gravité  $\lambda=1$ , supportant presque le double de la charge.
- Lorsque la perte de colonne affecte un portique résistant aux séismes (c'est-à-dire un portique de périmètre), les dommages sont limités à la zone directement affectée et la ruine progressive est évitée.
- Lorsque les dommages locaux (c'est-à-dire la perte de poteaux) affectent la structure interne comprenant des poutres articulées aux extrémités (B4 et C4), les dommages se propagent et la ruine progressive se développe sur toute la zone affectée. Les assemblages nominalemeent articulés ne peuvent pas résister à une demande en force axiale importante résultant de la perte de colonne. Pour limiter les dégâts et éviter l'effondrement progressif, les alternatives au renforcement de l'assemblage articulé (qui peut-être difficile à atteindre) sont:
  - utilisation d'assemblages résistants aux moments au lieu d'assemblages articulés (redimensionnement);
  - utilisation de l'action mixte de la poutre avec la dalle en béton (voir II.4.4 / CS/S);
  - les colonnes conçues comme des éléments clés;
  - le risque de perte de colonne est réduit ou éliminé.

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4 →  
Fin de  
dimensionnement

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4 →  
C.2

8.8.4.4 Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète (CS/S)

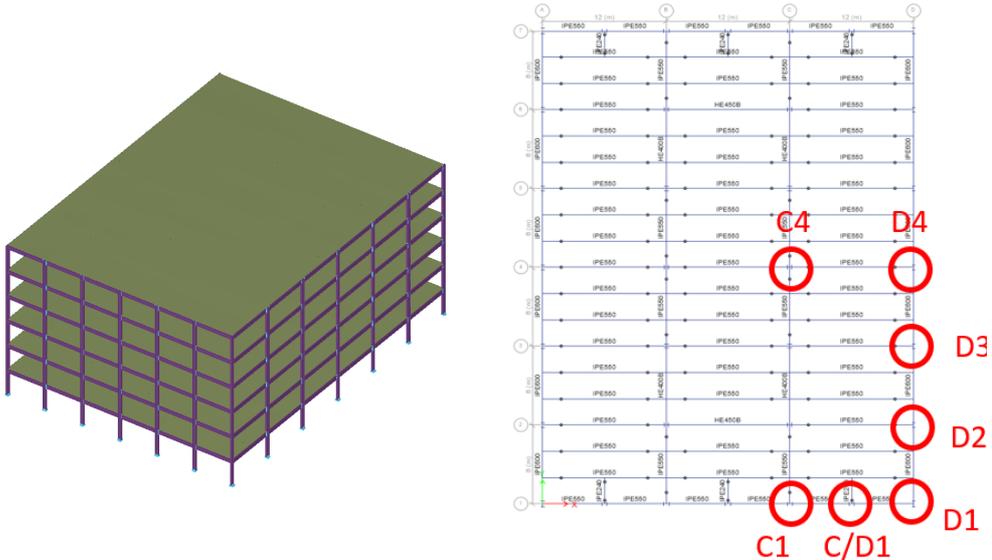
|   |               |  |   |          |                                  |               |
|---|---------------|--|---|----------|----------------------------------|---------------|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         |  | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide de l'ALPM - approche numérique complète |          | 1 sur 3 pages                    |               |
|   | Structure     |  | Structure mixte en zone sismique  | Fait par | UPT                              | Date: 06/2021 |
|   | Document ref. |  | II.4.4 / CS/S   |          |                                  |               |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure mixte en zone sismique en utilisant la méthode de chemin de charge alternatif - approche numérique complète</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés en utilisant l'approche numérique complète ALPM.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de conception accidentelle</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Définition des scénarios de suppression de colonnes</u></p> <p>Les mêmes scénarios sont utilisés que dans le cas de W.E II.4.3 / SS/S, voir Figure 111.</p> |               |  |   |          | Manuel de dimensionnement §5.3.4 |               |
|   |               |  |   |          | Manuel de dimensionnement § 8.2. |               |
|   |               |  |   |          | EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b       |               |

Figure 111. Vue isométrique de la structure (gauche) et emplacement des colonnes à enlever pour ALPM – approche numérique complète (droite)– CS/S

## Analyse structurelle

Les hypothèses de modélisation et la procédure d'analyse suivent les mêmes méthodes que celles présentées dans W.E. II.4.3 / SS/S. La seule différence est l'ajout de la dalle de béton (béton et ferrailage) et l'interaction avec la structure en acier (goujons de cisaillement). Les détails sont donnés dans le tableau 12. Notez que la structure en acier (éléments et assemblages) est la même que dans le cas de la structure en acier nu SS/S.

## Résultats

Les résultats du NDP montrent que la structure CS/S a la capacité de résister à un effondrement progressif pour tous les scénarios d'enlèvement, y compris le scénario C4 qui s'est avéré critique pour la structure SS/S. La figure 112a montre comparativement la courbe force-déplacement CS/S et SS/S pour le scénario C4 avec le multiplicateur de charge de gravité  $\lambda = 1$ . La figure 112b montre l'allure de la déformée pour CS/S. La structure présente une déformation plastique limitée des éléments en acier et de la dalle de béton dans la zone affectée par la perte de colonne - voir Figure 112c, d.

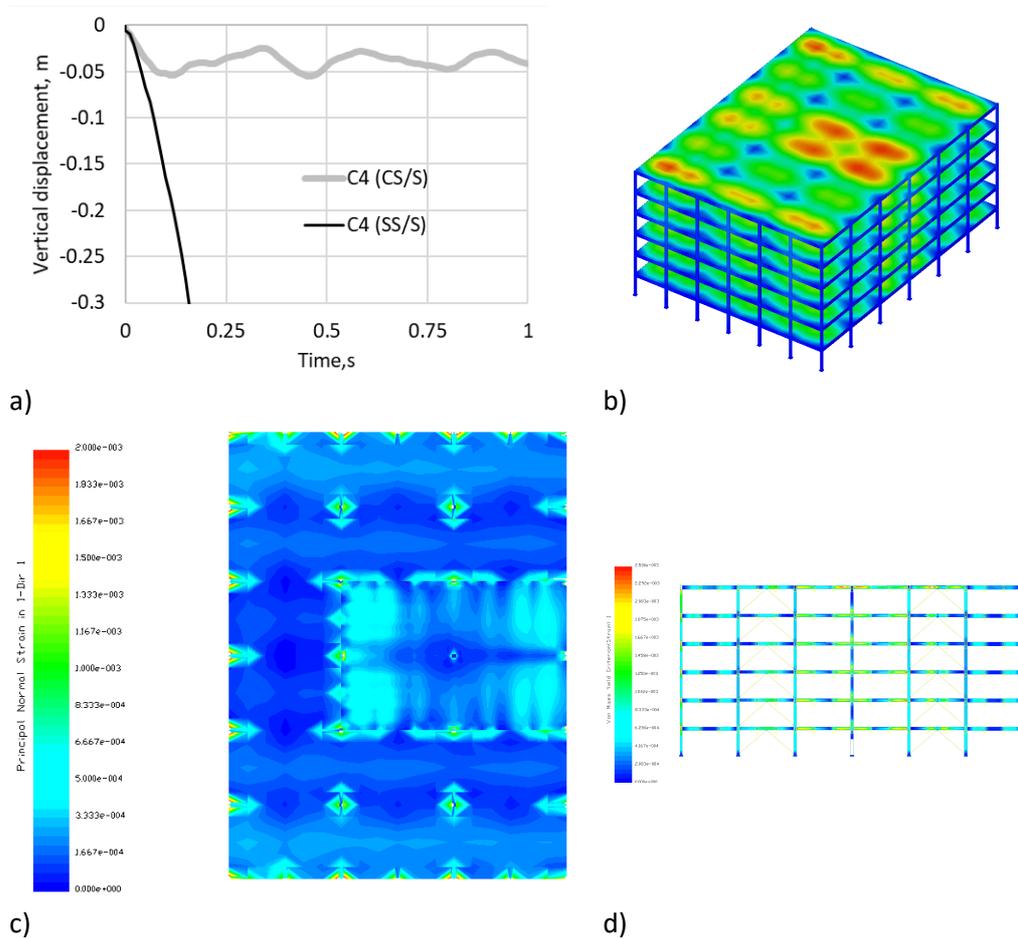


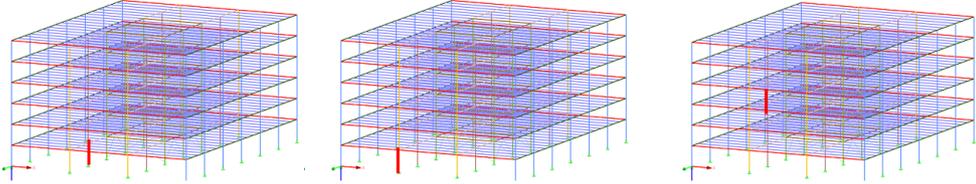
Figure 112. Résultats pour CS/S et scénario C4 : a) force verticale vs déplacement vertical – CS/S vs SS/S, b) vue isométrique de la structure déformée, c) vue en plan actuelle avec les déformations dans la dalle de béton (côté inférieur), d) déformations dans le portique des éléments en acier C/3-5

## Conclusions

|                          |   |              |
|--------------------------|---|--------------|
| Exemple<br>II.4.4 / CS/S | d'app. Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète (CS/S) | 3 sur 3 page |
|--------------------------|---|--------------|

|  |   |
|--|---|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>• L'interaction entre la charpente en acier et la dalle en béton offre une capacité supplémentaire pour résister à la perte de la colonne sans le développement d'une ruine progressive.</li> <li>• L'interaction acier-béton est bénéfique en particulier pour les portiques dont les poutres sont articulées aux extrémités, car la force axiale requise dans les poutres pour permettre le développement de l'action chaînette peut être excessive.</li> </ul> | Organigramme<br>Figure 3 – Bloc<br>C.4 →<br>Fin de<br>dimensionnement |
|--|---|

8.8.4.5 Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète (SS/NS)

|   |               |   |          |                                   |
|---|---------------|---|----------|-----------------------------------|
|  <p>Exemple d'application</p>  | Titre         | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide de l'ALPM - approche numérique complète |          | 1 sur 12 page                     |
|   | Structure     | Structure en acier en zone non-sismique   | Fait par | F+W                               |
|   | Document ref. | II.4.5 / SS/NS  |          | Date: 06/2021                     |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure en acier dans une zone non sismique à l'aide de la méthode de chemin de charge alternatif - approche numérique complète</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés en utilisant l'ALPM grâce à une approche numérique complète.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2;</li> <li>• Pour les propriétés initiales de l'assemblage, voir W.E. II.4.1 / SS/NS.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>• Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>• Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de conception accidentelle</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Définition des scénarios de suppression de colonnes</u></p> <p>Trois scénarii différents possibles de perte de colonne sont considérés pour cet exemple solutionné :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Scénario 1 : Perte de la colonne interne au niveau 0 ;</li> <li>• Scénario 2 : Perte de colonne de façade à l'étage 0 ;</li> <li>• Scénario 3 : Perte de la colonne interne au-dessus de l'ouvre-joint de la colonne.</li> </ul> <p>Ces 3 scénarii sont illustrés à la Figure 113 (perte de la colonne de couleur rouge).</p> |               |   |          | Manuel de dimensionnement § 5.3.4 |
|  <p style="text-align: center;"> <span>Scenario 1</span>                      <span>Scenario 2</span>                      <span>Scenario 3</span> </p>   |               |   |          | EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b        |
| <p>Figure 113. Scénarii de perte de colonne étudiés dans l'ALPM - approche numérique complète – SS/NS</p>   |               |   |          |                                   |

Remarques

Cet exemple illustre 3 scénarii de perte de colonne. Cependant, dans l'application pratique, d'autres scénarii de perte de colonne peuvent être nécessaires (voir Section 5.2). Par conséquent, il appartient à l'ingénieur de définir quels scénarios pourraient être possibles et lesquels d'entre eux sont les plus pertinents pour le dimensionnement visant la robustesse de la structure. (DoD 2008)

Analyse structurelle

L'approche numérique complète sera mise en oeuvre en utilisant le modèle d'éléments finis développé pour le dimensionnement ELU/ELS de la structure. L'objectif est de retirer une colonne et de laisser les effets de membranaire (chaînette) se développer dans les tirants dans un premier temps puis de vérifier si les tirants (éléments et assemblages) peuvent résister à ces efforts de traction.

- Méthodologie et hypothèses :

L'analyse EF est réalisée à l'aide d'un algorithme de Newton-Raphson permettant de considérer les grandes déformations. Comme cela peut conduire au déversement des poutres pour lequel, en réalité, aucune instabilité ne peut se produire car elles sont maintenues par les diaphragmes. Nous empêchons cette instabilité de se produire en augmentant fictivement l'inertie de torsion des éléments de poutre.

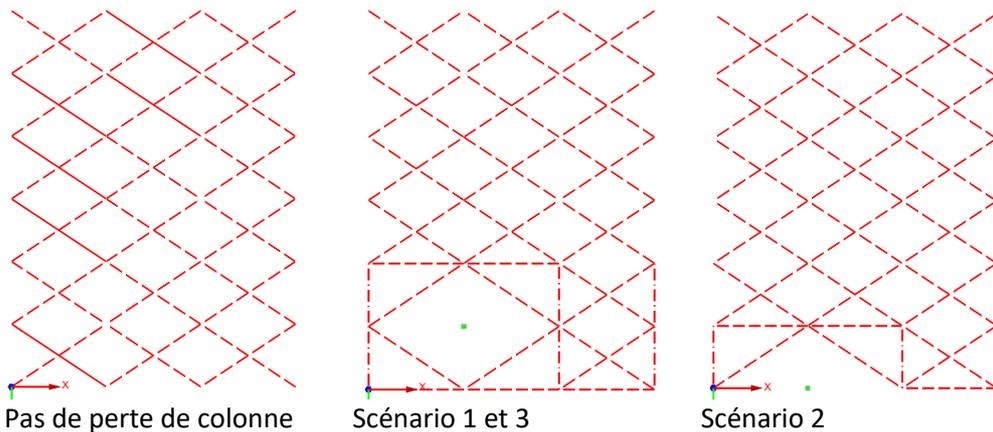
Remarques

- Même si des déformations plastiques peuvent se développer suite à une perte de colonne, les non-linéarités du matériau (plasticité) n'ont pas été prises en compte.

Pour assurer la convergence de l'algorithme, le scénario de perte de colonne est modélisé comme suit :

- Tout d'abord, la structure est analysée sans aucune perte de colonne sous la combinaison de cas de charge accidentelle. À partir de là, la force de compression réelle dans la colonne à perdre est connue ;
- Puis au nœud supérieur de la colonne à enlever, cette force est appliquée et la colonne est supprimée, de sorte que cette force remplace la colonne ;
- La dernière étape simule la perte de la colonne : Une force de même amplitude mais agissant dans la direction opposée est progressivement appliquée au même nœud. Des pas de charge de 0,025 sont utilisés pour assurer la convergence. A la fin de l'analyse, le système statique correspond à une perte totale de colonne. Notez que les effets dynamiques de la perte de colonne ne sont pas pris en compte dans cet exemple d'application.

Pour éviter toute action mixte entre les diaphragmes et la structure métallique tout en conservant l'effet diaphragme (ponts infiniment rigides), les modèles de diaphragme doivent être modélisés et adaptés aux scénarios de perte de colonnes, qui sont présentés dans la Figure 114.



Pas de perte de colonne      Scénario 1 et 3      Scénario 2  
 Figure 114. Modèle d'éléments de couplage pour la modélisation du diaphragme dans divers scénarii de perte de colonne

Forces de tirant et déformations :

Les résultats de tous les scénarii de perte de colonne considérés sont illustrés dans les figures suivantes.

- Scénario 1 : Perte de la colonne interne au niveau 0 (Figure 115 à Figure 119)

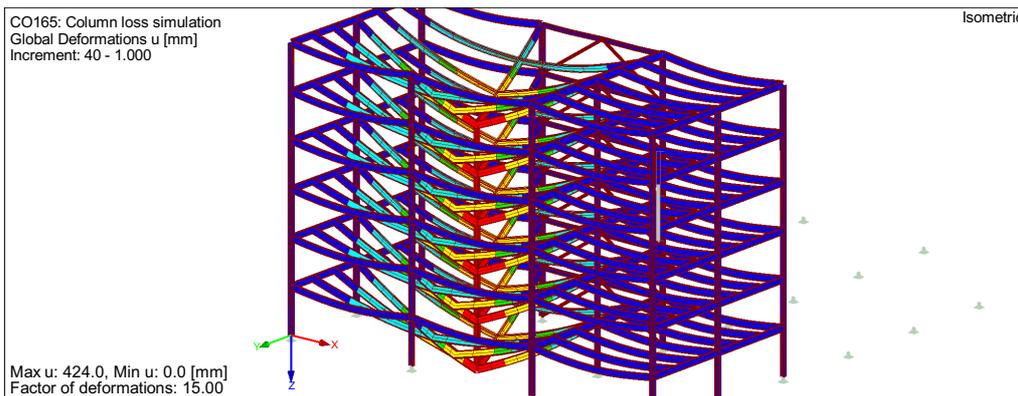


Figure 115. Déformé de la structure (partie directement affectée) après perte de la colonne (scénario 1)

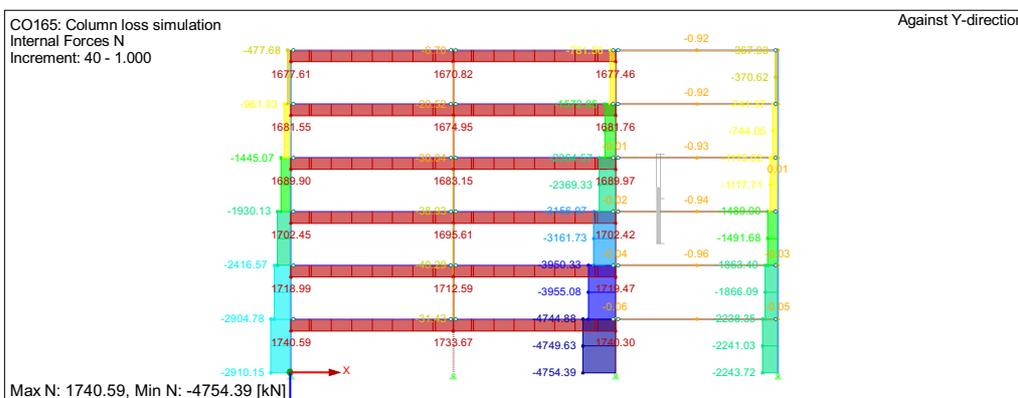


Figure 116. Effort normal dans le portique IPE550 après perte de la colonne (scénario 1)

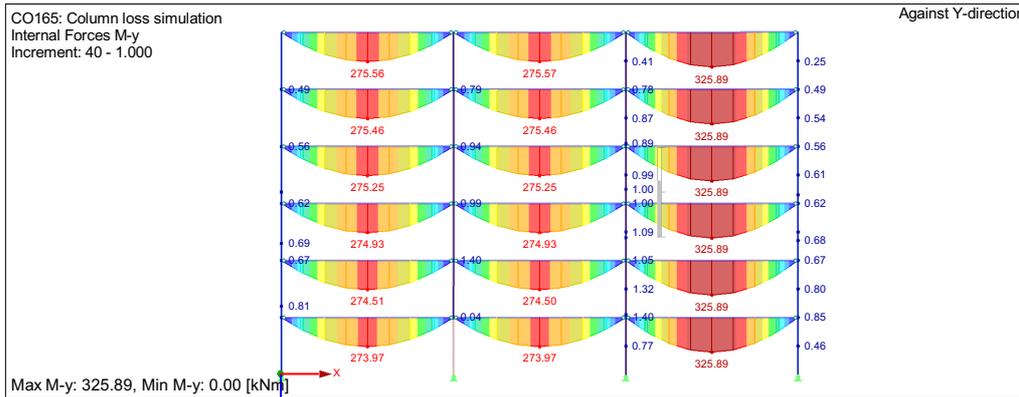


Figure 117. Moments de flexion dans le portique IPE550 après perte de la colonne (scénario 1)

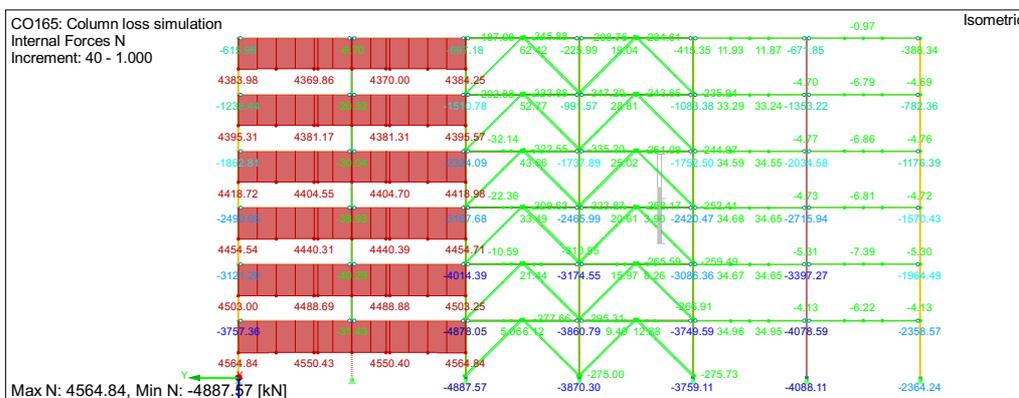


Figure 118. Effort normal dans le portique IPE600 après perte de la colonne (scénario 1)

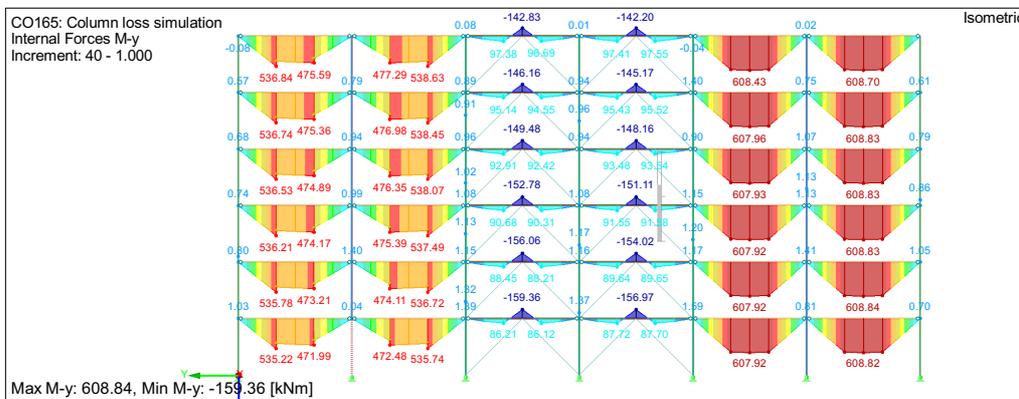


Figure 119. Moments de flexion dans le portique IPE600 après perte de la colonne (scénario 1)

- Scénario 2 : Perte de la colonne de façade au niveau 0 (Figure 120 à Figure 122)

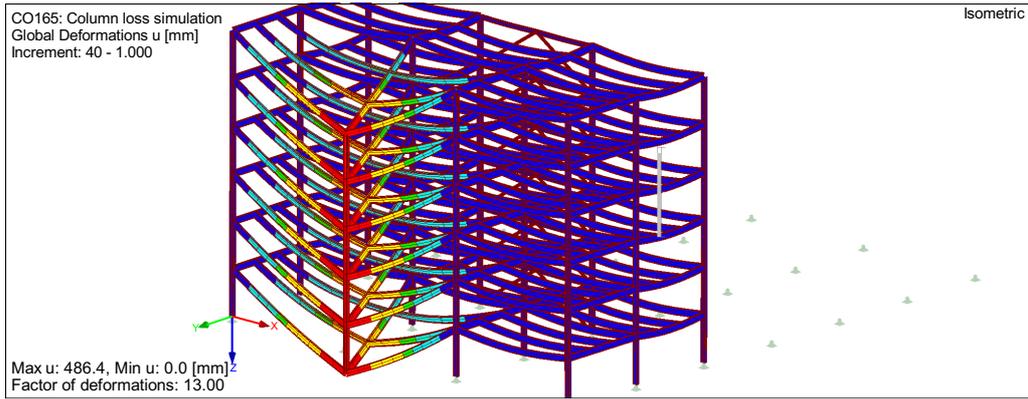


Figure 120. Système déformé (partie directement affectée) après perte de la colonne (scénario 2)

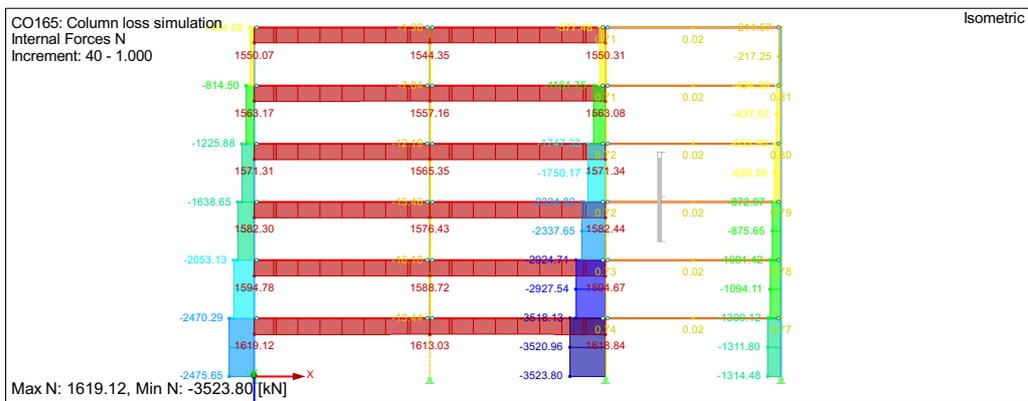


Figure 121. Effort normal dans le portique IPE500 après perte de la colonne (scénario 2)

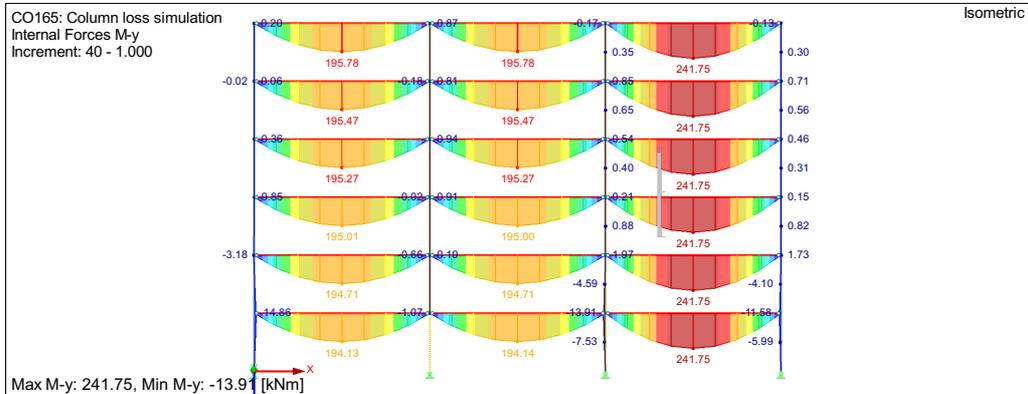


Figure 122. Moments de flexion dans le portique IPE500 après perte de la colonne (scénario 2)

- Scénario 3 : Perte de la colonne interne au-dessus du couvre-joint de la colonne (Figure 123 à Figure 127)

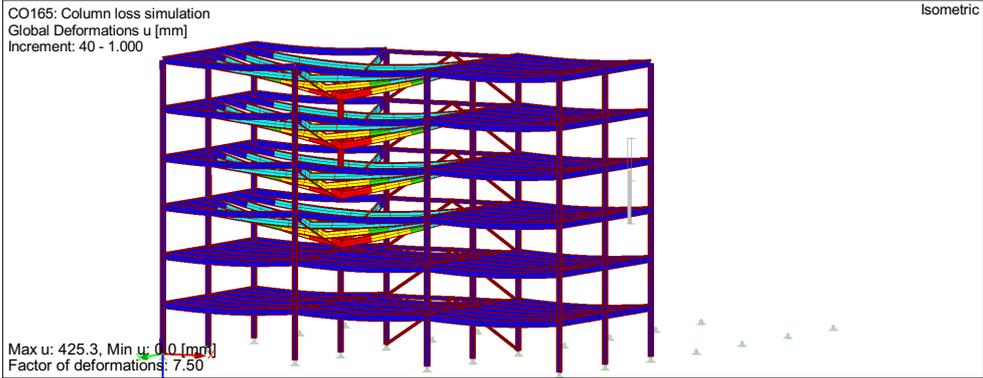


Figure 123. Déformée de la structure (partie directement affectée) après perte de la colonne (scénario 3)

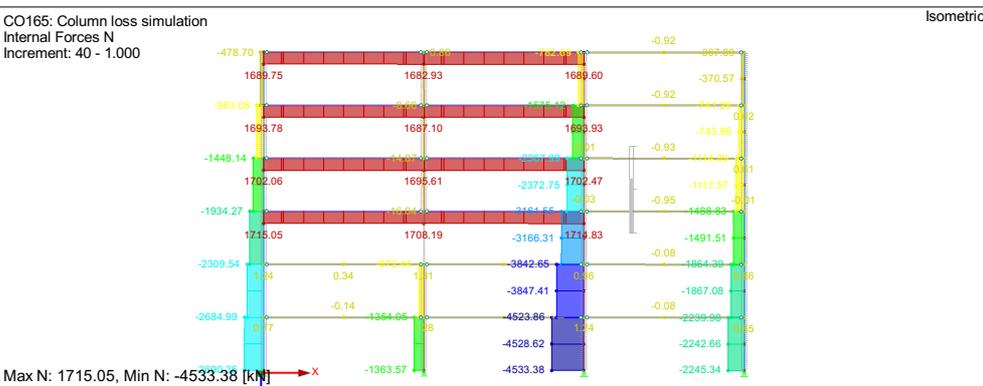


Figure 124 Effort normal dans le portique IPE550 après perte de la colonne (scénario 3)

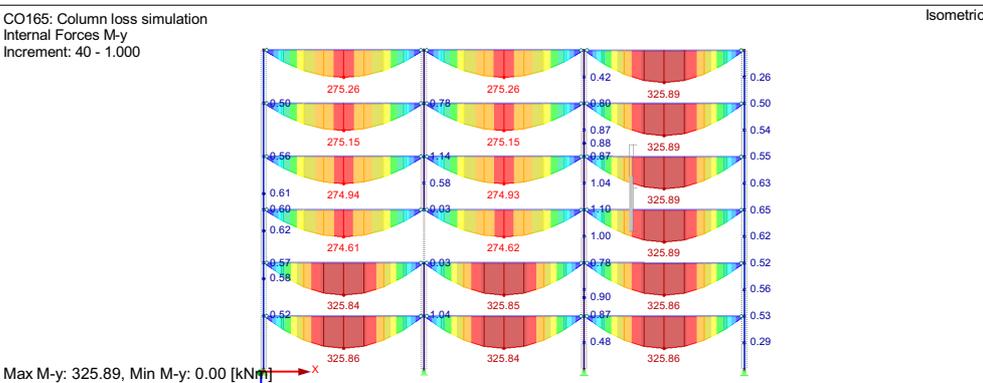


Figure 125. Moments de flexion dans le portique IPE550 après perte de la colonne (scénario 3)

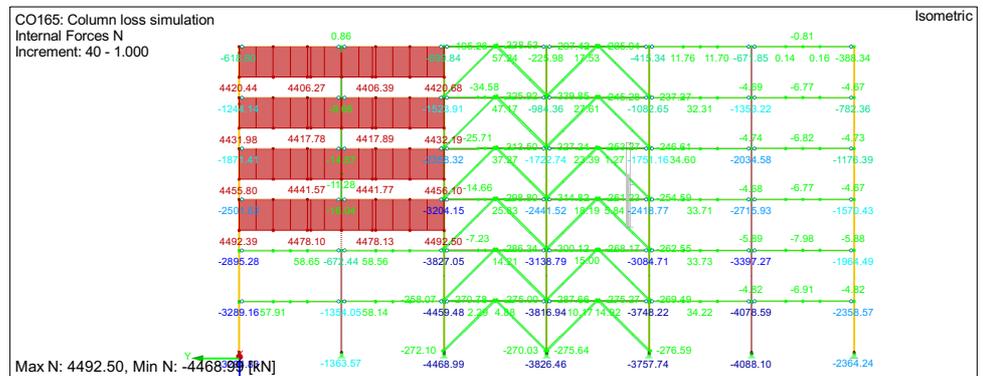


Figure 126. Effort normal dans le portique IPE600 après perte de la colonne (scénario 3)

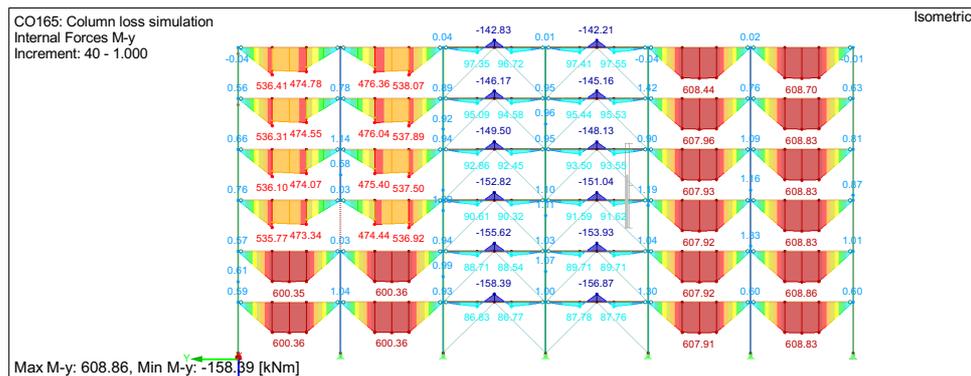


Figure 127. Moments de flexion dans le portique IPE600 après perte de la colonne (scénario 3)

### Remarques

- Des effets de membrane 2D se développent pour les scénarios 1 et 3 (perte de colonne interne) alors qu'à l'ELU les effets de membrane 1D apparaissent pour le scénario 2 (perte de colonne de façade) ;
- Notez qu'une perte de colonne d'angle ne pourrait pas fonctionner car aucune force membranaire (au moins avec des assemblages simples) ne pourrait se développer. Les colonnes d'angle doivent alors être conçues comme des éléments clés.

Les résultats des scénarii de perte de colonne dans la partie directement affectée sont résumés dans le tableau 51.

Tableau 51. Efforts internes dans les éléments/assemblages après perte de la colonne selon l'approche numérique

| Scenario | Elément | Assemblage | Force de liaison (kN) | Moment (kNm) |
|----------|---------|------------|-----------------------|--------------|
| 1        | IPE550  | B1/B3      | 1741                  | 274          |
|          | IPE600  | C2/C3      | 4565                  | 536          |
| 2        | IPE500  | A1s/A2     | 1620                  | 195          |
| 3        | IPE550  | B1/B3      | 1715                  | 275          |
|          | IPE600  | C2/C3      | 4493                  | 537          |

### Vérification de la structure

#### Scénario 1 : Perte de la colonne intérieure au niveau 0

La procédure de vérification est effectuée automatiquement au sein de RSTAB à l'aide du module STEEL EC3. Les résultats du scénario 1 sont résumés dans le tableau 52.

Tableau 52. Vérifications des barres pour les efforts de tirant selon l'approche numérique (scénario 1)

| Membre                | Section | Force de liaison / force compr. (kN) | Moment (kNm) | UF   |
|-----------------------|---------|--------------------------------------|--------------|------|
| Colonnes Y-facades    | HEB 340 | -2910                                | 0            | 0.66 |
| Colonnes X-facades    | HEB 360 | -3763                                | 0            | 0.72 |
| Colonnes Intérieures  | HEM 300 | -4887                                | 0            | 0.60 |
| X-poutres Intérieures | IPE550  | 1736                                 | 274          | 0.58 |
| Y-poutres Intérieures | IPE600  | 4562                                 | 536          | 1.15 |

Remarques

- En raison de l'absence de la colonne, les forces de compression dans les colonnes voisines sont augmentées. Cependant, dans cet exemple détaillé, ces forces restent inférieures aux forces de compression de dimensionnement à l'ELU, de sorte qu'aucun redimensionnement des poteaux n'est requis.
- Les éléments IPE550 ont été conçus pour répondre aux exigences ELS (limitation de la flèche). Dans ce cas, la résistance de ces éléments est encore suffisante en cas de perte de colonne.
- Les IPE600 ne suffisent pas à reprendre des forces de traction élevées (15% de dépassement). D'un point de vue technique, on s'attend à ce qu'en raison du développement des rotules en plastique, la force de traction réelle dans ces profilés soit inférieure à la valeur obtenue à partir de l'analyse du second ordre, de sorte que l'IPE600 pourrait suffire. Au contraire, la force de traction dans l'IPE550 serait alors plus importante. Dans tous les cas, la conception a été réalisée de manière élastique et de ce point de vue, un changement de section est nécessaire. Cela conduira à une modification des efforts de traction dans les assemblages, de sorte que la vérification des assemblages sera effectuée après le redimensionnement des éléments structuraux. Cependant, on peut déjà affirmer que les assemblages à gousset d'âme conçus pour l'ELU ne seraient pas assez résistants pour résister à ces forces de traction élevées.

**Scénario 2 : Perte de colonne de façade à l'étage 0**

Pour le scénario 2, les vérifications des éléments sont résumées dans le tableau 530.

Tableau 53. Vérifications des barres pour les efforts de tirant selon l'approche numérique (scénario 2)

| Member               | Section | Tying force / compr. force (kN) | Moment (kNm) | UF   |
|----------------------|---------|---------------------------------|--------------|------|
| Colonnes Y-façades   | HEB 340 | -2473                           | 15           | 0.58 |
| Colonnes X-façades   | HEB 360 | -3521                           | 14           | 0.77 |
| Colonnes Intérieures | HEM 300 | -5383                           | 3            | 0.69 |
| Poutre X-façades     | IPE500  | 1615                            | 195          | 0.59 |

Les vérifications des assemblages pour les forces de tirant sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau 54. Vérifications des assemblages pour les efforts de tirant selon l'approche numérique (scénario 2)

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Force du tirant (kN) | Mode de ruine                 | UF   |
|--|----------------------|-------------------------------|------|
| A1s / A2s                                  | 1620                 | Platine en flexion diamétrale | 3.71 |

Remarques

- Tous les éléments satisfont cette exigence ;

- Vérification non effectuée pour les assemblages A1s/A2s qui doivent être redimensionnés.

### Scénario 3 : Perte de la colonne interne au-dessus de l'ouvre-joint de la colonne

Il apparaît que, pour cette structure, la perte d'un poteau interne situé au-dessus d'un assemblage de continuité de poteau n'entraîne pas des efforts de tirant dans les tirants verticaux, mais des efforts de traction dans les tirants horizontaux. Ces forces de traction sont du même ordre de grandeur que dans le scénario 1, de sorte que le scénario 3 ne sera pas étudié plus en détails dans la suite.

### Redimensionnement de la structure

#### Scénario 1 : Perte de la colonne intérieure au niveau 0

En raison du changement de section de l'IPE600, la répartition des efforts internes est modifiée. Dans ce qui suit, le scénario de perte de colonne 1 a été à nouveau simulé en remplaçant tous les membres IPE600 par IPE750x137. Cela conduit aux forces de traction modifiées suivantes dans les tirants horizontaux et aux forces de compression dans les colonnes ainsi qu'aux facteurs d'utilisation modifiés :

Tableau 55. Vérifications des éléments redimensionnés les pour les efforts de tirant selon l'approche numérique

| Élément            | Section    | Force tirant/<br>Force compr.<br>(kN) | Moment<br>(kNm) | UF   |
|--------------------|------------|---------------------------------------|-----------------|------|
| Colonnes façades-Y | HEB 340    | -2862                                 | 0               | 0.66 |
| Colonnes façades-X | HEB 360    | -3827                                 | 0               | 0.82 |
| Colonnes internes  | HEM 300    | -4941                                 | 0               | 0.61 |
| Poutres-X internes | IPE550     | 1658                                  | 276             | 0.56 |
| Poutres-Y internes | IPE750x137 | 4850                                  | 565             | 1.03 |

Le facteur d'utilisation de l'IPE750x137 est dépassé de 3%. Ce dépassement peut être considéré comme acceptable.

En raison du changement de section transversale, les poutres intérieures selon Y ont désormais une plus grande rigidité axiale, de sorte que les forces de traction des effets de chaînette dans ces éléments sont également plus importantes. De la même manière, les forces de traction dans les poutres internes en selon X (IPE550) sont désormais plus faibles. Alternativement, nous avons essayé de remplacer les éléments IPE550 par des éléments IPE600, afin de réduire la force de traction dans les poutres en Y intérieures. Cependant, l'effet positif pour les poutres intérieures selon Y était négligeable, de sorte que le passage à IPE750x137 pour les poutres intérieures selon Y avec une analyse élastique est la seule solution retenue ici.

Les vérifications d'assemblage avec des forces de tirant modifiées sont résumées dans le tableau 56.

Tableau 56. Vérifications des assemblages pour les efforts de tirant selon l'approche numérique (scénario 1)

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Force tirant (kN) | Mode de ruine                          | UF    |
|--|-------------------|--|-------|
| B1 / B3                                    | 1662              | Gousset d'âme sous pression diamétrale | 3.80  |
| C2w  | 4852              | Âme de colonne en flexion              | 11.20 |
| C3w  | 4852              | Gousset d'âme en traction (nette)      | 6.17  |

L'assemblage B1/B3 redimensionné nécessite les éléments suivants : 2 boulons ajoutés, M27 au lieu de M24, une platine d'âme supplémentaire soudée à la poutre, une géométrie et une épaisseur de gousset d'âme modifiées (25 mm) ainsi qu'une soudure plus épaisse pour les exigences de ductilité (15 mm).

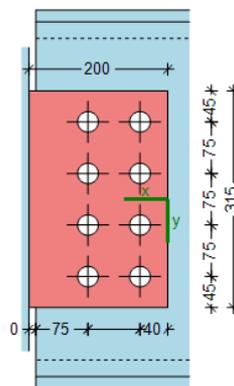


Figure 128. Assemblage B1/B3 redimensionné pour répondre aux vérifications des forces de tirant selon l'approche numérique

Tableau 57. Vérifications d'assemblages redimensionnés pour les efforts de tirant selon l'approche numérique (scénario 2)

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Force tirant (kN) | Mode de ruine           | UF   |
|--|-------------------|-------------------------|------|
| B1 / B3                                    | 1662              | Boulons en cisaillement | 1.00 |
| C2w / C3w                                  | 4852              | Irréalizable            |      |

Cela conduit à un facteur d'utilisation de 1,00 avec des boulons en cisaillement comme mode de rupture. On préférera des platines d'âme soudées à la poutre plutôt qu'une modification de la section de la poutre et ce afin de réduire le poids et donc le coût de la structure.

En ce qui concerne les assemblages C2w et C3w, aucun redimensionnement raisonnable n'a pu être trouvé. Pour C2w, même une plaque d'âme de colonne soudée de 40 mm ne serait toujours pas suffisante pour renforcer suffisamment l'âme de la colonne, composant en flexion. Et pour les deux assemblages, 14 boulons M36 10.9 seraient nécessaires pour satisfaire à la vérification des boulons en cisaillement, cependant cela ne serait pas réalisable géométriquement parlant en raison de la hauteur de poutre limitée et des distances de boulons et de pas nécessaires, ainsi qu'une vérification

impossible du filet section de la poutre. Changer la section des poutres conduirait également à une solution déraisonnable en termes de hauteur de poutre et de poids total. Même en tenant compte de la plasticité dans l'analyse numérique, la force de traction serait du même ordre de grandeur.

Une alternative pourrait être d'utiliser des assemblages par platine d'âme articulée. Cela résoudrait le problème du manque de résistance de la section nette de la poutre car il n'y aura plus de trous dans l'âme de la poutre. Cependant, le nombre de boulons requis serait toujours déraisonnable et les semelles de colonne devraient également être considérablement renforcées pour résister aux moments de flexion élevés dans les semelles de colonne.

Il apparaît que les assemblages nominalemt articulés ne sont pas un choix raisonnable pour assurer une robustesse suffisante de cette structure. Une autre approche, appropriée, pourrait être de remplacer les assemblages nominalemt articulés par des assemblages semi-rigides (résistance partielle). Cette alternative est discutée en appliquant la méthode analytique de W.E. II.4.1 / SS/NS.

### Scénario 2 : Perte de colonne de façade à l'étage 0

Dans ce scénario, aucun redimensionnement d'élément n'est nécessaire. Cependant, les assemblages poutre-poteau IPE500 (A1s et A2s) doivent être redimensionnés. Les vérifications des assemblages pour les forces de tirant sont illustrées ci-dessous.

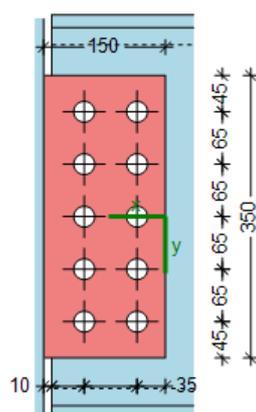


Figure 129. Assemblage A1s / A2s redimensionné pour répondre aux vérifications des forces de tirant selon l'approche numérique

L'assemblage A1s / A2s redimensionné nécessite les éléments suivants : 4 boulons ajoutés, M24 au lieu de M20, une plaque d'âme soudée supplémentaire à la poutre, une géométrie et une épaisseur de gousset d'âme modifiées (20 mm) ainsi qu'une soudure plus épaisse pour répondre aux exigences de ductilité (12 mm).

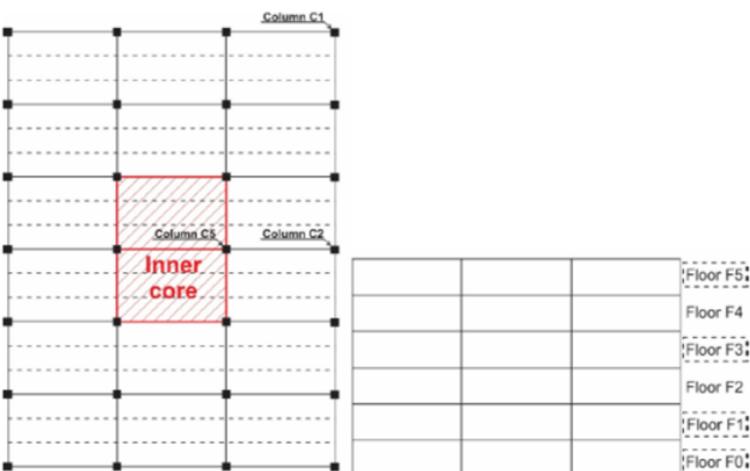
Tableau 58. Vérifications des assemblages redimensionnés pour les efforts de tirant selon l'approche numérique (scénario 2)

| Position<br>s = axe fort<br>w = axe faible | Force tirant<br>(kN) | Mode de ruine           | UF   |
|--|----------------------|-------------------------|------|
| A1s / A2s                                  | 1620                 | Boulons en cisaillement | 1.01 |

|                           |  |                |
|---------------------------|--|----------------|
| Exemple<br>II.4.5 / SS/NS | d'app.<br>Dimensionnement pour des événements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète (SS/NS) | 12 sur 12 page |
|---------------------------|--|----------------|

Le facteur d'utilisation est dépassé de 1%. Ce dépassement peut être considéré comme acceptable. La solution redimensionnée pourrait toujours être considérée comme faisable.

8.8.4.6 Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète (CS/NS)

|   |               |  |          |   |
|---|---------------|--|----------|---|
| <br>Worked example   | Titre         | Dimensionnement pour des évènements non identifiés à l'aide d'ALPM - approche numérique complète |          | 1 sur 4 pages   |
|   | Structure     | Structure mixte en zone non-sismique   | Fait par | AM  |
|   | Document ref. | II.4.6 / CS/NS   |          | Date: 06/2021   |
| <p><b>Exemple : Dimensionnement vis-à-vis d'évènements non identifiés dans une structure mixte en zone non sismique en utilisant la méthode de chemin de charge alternatif - approche numérique complète</b></p> <p>Cet exemple fournit des informations sur le dimensionnement contre les évènements non identifiés en utilisant l'approche numérique complète de l'ALPM.</p> <p><u>Données de base de la structure</u></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Pour la géométrie, les sections et les matériaux, voir Section 8.2.</li> </ul> <p><u>Actions pour un dimensionnement en situation accidentelle</u></p> <p>Les actions suivantes sont considérées :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Charges permanentes DL (voir Tableau 11) ;</li> <li>Charges d'exploitation LL (voir Tableau 11 pour la structure SS/NS) ;</li> <li>Aucune action accidentelle spécifique n'est prise en compte.</li> </ul> <p><u>Combinaison d'actions pour une situation de conception accidentelle</u></p> $DL + 0.5 \times LL$ <p><u>Définition des scénarios de suppression de colonnes</u></p> <p>Le comportement du bâtiment est étudié pour différentes situations accidentelles où certains scénarii de perte de colonne sont considérés comme présenté sur la Figure 130:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Colonne d'angle (C1) aux étages 0, 1, 3 et 5 ;</li> <li>Colonne de façade (C2) aux étages 0, 1, 3 et 5 ;</li> <li>Colonnes du noyau de contreventement (C5) aux étages 0, 1, 3 et 5.</li> </ul> |               |  |          | Manuel de dimensionnement § 5.3.4<br><br>Manuel de dimensionnement § 8.2.<br><br>EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b |
|   |               |  |          |   |
| <p>Figure 130. Plan de la structure et vue transversale du portique pour identifier les scénarios de perte de colonnes</p>  |               |  |          |   |

### Analyse structurelle

L'objectif de cette analyse est d'évaluer le comportement du bâtiment en cas de situation accidentelle (suppression de colonnes). Les calculs sont effectués à l'aide du logiciel SAFIR®.

Au total, 20 simulations sont réalisées et réparties en 2 groupes différents selon la configuration des assemblages poutre-poteau que l'on retrouve aux extrémités des poutres situées au-dessus de la colonne retirée :

- 12 simulations avec tous les assemblages poutre-poteau articulés ;
- 8 simulations avec des assemblages rigides poutre-poteau.

Dans les cas où la colonne C1 est supprimée, deux hypothèses différentes sont retenues:

- Tous les assemblages poutre-poteau sont nominalement articulés (C1 " Tous les assemblages articulés " ) ;
- Assemblages rigides poutre-poteau à l'angle où le poteau est retiré (C1 " Assemblages rigides " ).

Dans les cas où la colonne C2 est supprimée, deux hypothèses différentes sont retenues:

- Tous les assemblages poutre-poteau sont articulés (C2 "Tous les assemblages articulés " );
- Assemblages rigides poutre-poteau où la colonne est supprimée (C2 " Assemblages rigides " ).

Les particularités numériques des assemblages articulés et rigides sont présentées à la figure 131.

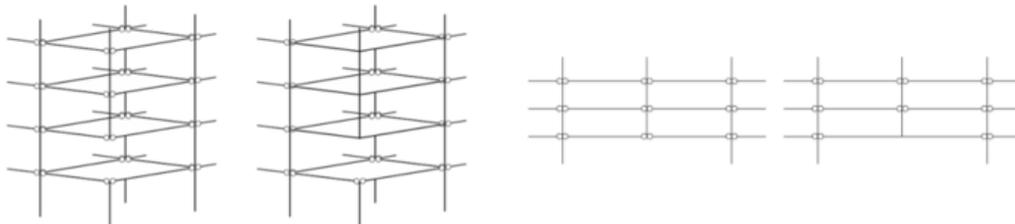


Figure 131. C1 assemblages " articulés " versus " rigides " et C2 " articulés " versus " rigides " – ALPM – approche numérique complète – CS/NS

### Résultats

Le résultat des calculs SAFIR est résumé dans le tableau 59, en fonction du déplacement vertical maximal à l'emplacement de la perte de colonne.

Tableau 59. Déplacement vertical maximal

| Déplacement vertical max. (m)  | Etage | Assemblages tous articulés | Assemblages rigides |
|--------------------------------|-------|----------------------------|---------------------|
| <b>C1</b><br>Colonne d'angle   | F0    | 1.340                      | 0.081               |
|                                | F1    | 1.340                      | 0.083               |
|                                | F3    | 1.320                      | 0.088               |
|                                | F5    | 1.380                      | 0.720               |
| <b>C2</b><br>Colonne de façade | F0    | 0.670                      | 0.610               |
|                                | F1    | 0.670                      | 0.600               |
|                                | F3    | 0.670                      | 0.550               |
|                                | F5    | 0.670                      | 0.250               |
| <b>C5</b><br>Colonne centrale  | F0    | 0.016                      | -                   |
|                                | F1    | 0.017                      |                     |
|                                | F3    | 0.018                      |                     |
|                                | F5    | 0.018                      |                     |

A titre d'exemple, les efforts obtenus dans les poutres de la partie directement affectée compte tenu de l'enlèvement de la colonne C2 au niveau du sol F0 sont fournis sur la Figure 132.

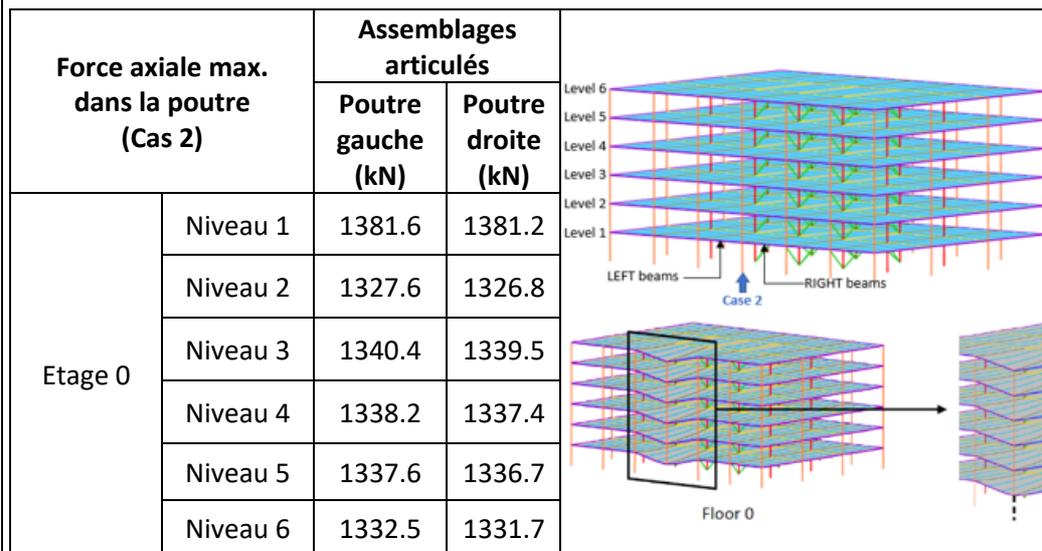


Figure 132. Forces et déplacements globaux résultant de la suppression de la colonne C2 à F0.

Il est intéressant de noter que les efforts ainsi obtenus sont sensiblement supérieurs aux efforts calculés par la méthode du tirant (W.E. II.1.4 / CS/NS). Les poutres périmétriques IPE 450 sont toujours capables de reprendre ces charges axiales, mais les assemblages doivent être redimensionnés.

### Conclusions

Perte de la colonne C1 :

- Pour la perte de la colonne d'angle C1, la structure présente un déplacement vertical très important (environ 1,35 m), car l'unique contribution à la résistance aux charges gravitaires est apportée par la dalle de béton en porte-à-faux (les poutres ont des extrémités articulées) ;
- Le comportement vis-à-vis de la robustesse peut être amélioré en :

Organigramme  
Figure 3 – Bloc  
C.4 →  
C.2

|  |  |
|--|--|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Renforçant les assemblages poutre-poteau le long de l'alignement vertical des colonnes (articulées -&gt; semi-rigides -&gt; rigides). L'utilisation d'assemblages semi-rigides/rigides offre une capacité de flexion supplémentaire ;</li> <li>○ Améliorant la capacité en porte-à-faux de la dalle (renfort supplémentaire aux angles du bâtiment).</li> </ul> <p>Perte des colonnes C2 et C5 :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Les déplacements sont beaucoup plus faibles que pour la perte de la colonne d'angle et la charge est répartie à travers les planchers (voir Figure 132) ;</li> <li>• Ces scénarios de perte de colonnes ne conduisent pas à un effondrement progressif de la structure, mais uniquement à des dommages localisés ;</li> <li>• Les déplacements latéraux dans les colonnes adjacentes à la colonne perdue sont faibles, ce qui indique que les charges sont redistribuées de manière relativement uniforme sur tous les étages au-dessus de la colonne retirée.</li> </ul> | <p>Organigramme<br/>Figure 3 – Bloc<br/>C.4 →<br/>Fin de<br/>dimensionnement</p> |
|--|--|

## 8.9 Conclusions pour les exemples d'application

Le dimensionnement des structures en acier et mixtes pouvant résister à la ruine progressive vis-à-vis d'événements exceptionnels identifiés et non identifiés peut suivre différentes approches.

Si la menace est identifiée, le dimensionnement peut s'effectuer en utilisant des méthodes avec différents niveaux de sophistication ; le niveau requis est fixé selon la classe de conséquences de la structure considérée. Les structures étudiées dans les exemples résolus présentés ici font toutes partie de la classe de conséquences 2, groupe de risque supérieur (CC2b), qui permet l'utilisation de méthodes prescriptives ou de méthodes d'analyse simplifiées considérant des actions statiques équivalentes. Cependant, dans le présent manuel de dimensionnement, toutes les méthodes, y compris celles sophistiquées nécessitant l'utilisation d'analyses dynamiques, ont été appliquées aux exemples résolus dans un souci d'exhaustivité.

En cas d'événements non identifiés ou si les événements identifiés induisent des dommages trop sévères, la conception visant la robustesse implique des stratégies visant à limiter l'étendue d'un dommage localisé. A travers les exemples résolus, l'application des différentes approches de dimensionnement proposées dans le présent manuel a été illustrée, allant des méthodes prescriptives à des méthodes plus sophistiquées utilisant un logiciel d'éléments finis dédié.

Pour les deux familles de stratégies, c'est-à-dire la conception vis-à-vis d'événements identifiés ou non identifiés, les exemples résolus ont montré que l'adoption de méthodes plus avancées permet de capturer de manière plus précise la réponse réelle de la structure et, dans certains cas, elles permettent de limiter voire d'éviter le besoin de mesures de renforcement.

L'application des différentes méthodes a également mis en évidence que les choix opérés lors de la conception initiale, notamment en termes de dispositions constructives tels que l'orientation des colonnes de façades (en cas de choc ou d'explosion) ou le choix des configurations d'assemblage, ont un impact important sur la robustesse de la structure et, par conséquent, sur sa capacité à résister à un effondrement progressif. L'activation de l'action composite entre poutres en acier et dalles en béton offre une capacité de redistribution supplémentaire et réduit considérablement les dommages locaux et le risque de ruine progressive.

En particulier, pour les structures conçues vis-à-vis du séisme, on observe que les principes de dimensionnement sismique conduisent à des exigences en termes de régularité en plan et en élévation, de continuité des assemblages, de résistance et rigidité latérales, de ductilité locale et globale, mais aussi en termes de hiérarchie de rupture pour les membres et les assemblages, doter les structures métalliques et mixtes du bâtiment de propriétés appropriées en termes de dimensionnement visant la robustesse. Des colonnes plus solides offrent une meilleure protection contre les chocs et les explosions, tandis que les exigences minimales de flexion et de ductilité au niveau des assemblages poutre-poteau offrent des capacités plus élevées en cas de scénario de perte de colonne.

Pour ce qui concerne les assemblages, il a été démontré que leur comportement influence fortement la réponse globale de la structure. En conséquence, il est crucial de respecter les recommandations de dimensionnement fournies dans la section 2.2.3 qui permettent de garantir un niveau minimum de ductilité ou de capacité de déformation des assemblages structuraux.

Les résultats ont également indiqué que certains scénarii de chargement peuvent encore conduire à des dommages importants et à un effondrement partiel progressif, par exemple dans les portiques équipés d'assemblages simples et soumis à un scénario de perte de colonnes. Dans de tels cas, l'utilisation d'assemblages poutre-poteau partiellement résistant est considérée comme une bonne

alternative car elle n'empêche pas le concepteur d'utiliser encore des méthodes d'analyse simples considérant les assemblages comme articulés (si la ductilité des assemblages est garantie par l'utilisation des recommandations de la section 2.2.3) tout en bénéficiant de la résistance supplémentaire apportée par les assemblages en cas d'événements exceptionnels.

Compte tenu de l'application de la méthode du chemin de charge alternatif, il a été clairement mis en évidence que le niveau d'effort de traction obtenu en utilisant la méthode prescriptive recommandée dans l'EN 1991-1-7 est beaucoup plus faible que ceux obtenus par des méthodes plus sophistiquées qui emploient des simulations explicites de perte de colonne. Ceci confirme que la méthode prescriptive ne vise pas à prédire les charges associées à un scénario de perte de colonnes mais à assurer un niveau minimum de continuité dans la structure.

Cela signifie également que l'utilisation de la méthode normative n'est pas suffisante pour garantir que la structure survivra à un scénario de perte de colonne. Pour atteindre cet objectif, les méthodes analytiques ou numériques proposées dans le présent manuel de dimensionnement doivent être utilisées dans le processus de dimensionnement.

Pour les praticiens, l'approche analytique est vue comme une bonne alternative à l'approche entièrement numérique qui nécessite l'utilisation de modèles éléments finis et une bonne connaissance de l'utilisation de tels outils.



## Partie 3 – Annexes

### A.1 Résistance de calcul des assemblages sous moments de flexion et efforts axiaux combinés

A partir du théorème de la statique, il est possible de prédire les efforts dans un assemblage à la rupture en exprimant l'équilibre entre les efforts externes appliqués et les efforts internes. Lorsqu'un assemblage est soumis à  $M$  et  $N$ , les équations d'équilibre s'écrivent :

$$\begin{aligned}M &= \sum_{i=1}^n h_i \cdot F_i \\N &= \sum_{i=1}^n F_i\end{aligned}\tag{48}$$

où  $F_i$  désigne la force à la ligne  $i$  et  $h_i$  le bras de levier associé ; celui-ci est obtenu en calculant la distance verticale entre la rangée considérée et l'axe de référence de la poutre, c'est-à-dire l'axe où  $M$  et  $N$  sont considérés comme appliqués ( $h_i$  est positif pour les lignes situées au-dessus de l'axe de référence).

La force axiale appliquée et le moment fléchissant sont liés par le concept d'excentricité de charge  $e$  comme suit ( $N$  est positif lorsque de la traction est appliquée et la valeur positive de  $M$  est définie dans la Figure 135) :

$$M = e \cdot N\tag{49}$$

#### A.1.1 Critères de résistance tenant compte des effets de groupe

La résistance d'une rangée est prise égale à la résistance du composant le plus faible actif dans la rangée considérée. Pour respecter le théorème de la statique, cette résistance ne doit jamais être dépassée. Cela semble facile lorsqu'on examine la résistance individuelle des rangées, mais cela devient plus difficile lorsque des effets de groupe se développent dans les assemblages (voir Section 2).

Dans le modèle, tout groupe de lignes  $[m, p]$  pour lequel des effets de groupe peuvent se développer est étudiée comme une rangée fictive équivalente avec un bras de levier équivalent et une résistance de groupe égale à celle de la composante la plus faible. Ainsi, le critère de résistance pour chacune des rangées au sein du groupe  $[m, p]$ , pour tout composant  $\alpha$ , peut s'écrire comme suit :

$$\sum_{i=m}^p F_i \leq F_{mp}^{Rd\alpha} \quad m = 1, \dots, n \text{ et pour chaque valeur de } m, p \text{ variant de } m \text{ à } n\tag{50}$$

où  $F_{mp}^{Rd\alpha}$  est la résistance du groupe  $[m, p]$  pour le composant  $\alpha$  calculé selon l'Eurocode 3 Partie 1-8. Si  $m$  est égal à  $p$ ,  $F_{mp}^{Rd\alpha}$  devient la résistance individuelle du composant  $\alpha$  inclus dans la ligne  $m$ . Un tel critère de résistance peut-être dérivé pour chacun des composants de rangée constitutifs et la résistance finale du groupe de rangées  $[m, p]$ , nommée  $F_{mp}^{Rd}$ , peut-être définie comme la plus petite valeur des  $F_{mp}^{Rd\alpha}$ .

Ce critère est illustré sur la figure 133 représentant l'application de ce critère pour un assemblage à deux rangées de boulons ; l'application du critère pour un assemblage à trois rangées de boulons, noté 1, 2 et 3, est présentée à la figure 134. Plus globalement, ces figures couvrent les cas rencontrés dans tous les assemblages à  $n$  rangées pour lesquels des effets de groupe peuvent se développer en deux ou trois rangées successives.

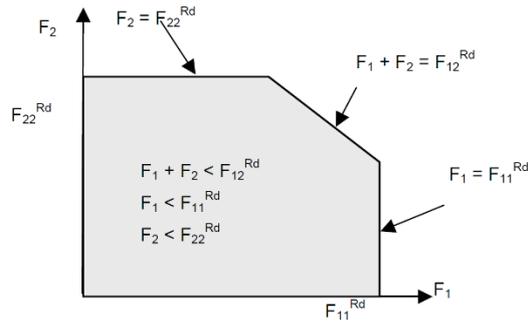


Figure 133. Interaction entre deux rangées de boulons

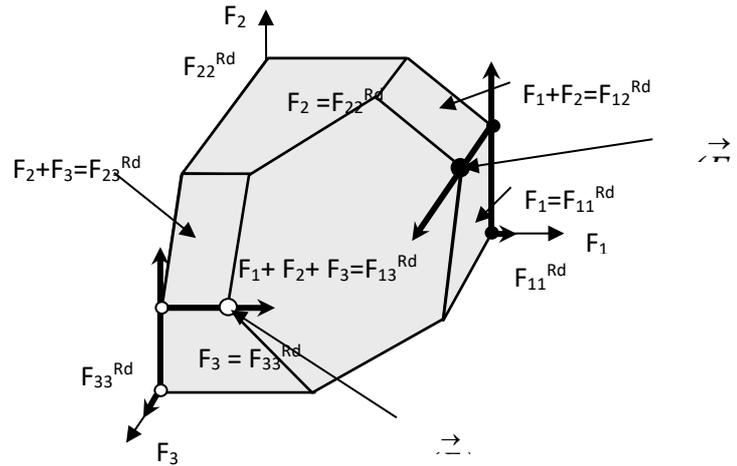


Figure 134. Interaction entre trois rangées de boulons et définition de  $F_{jrd}$  - Effets de groupe possibles entre trois rangées de boulons et étapes successives pour l'évaluation d'une résistance d'assemblage (points noirs et blancs respectivement).

### A.1.2 Définition du critère de ruine pour l'ensemble de la connexion

La courbe d'interaction M-N fournissant la résistance de l'assemblage est obtenue en utilisant le critère de rupture fourni par l'équation suivante :

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c \quad (51)$$

Dans cette équation, la valeur de  $k$  varie de 1 à  $n$  où  $n$  représente le nombre total de rangées.  $k$  désigne le numéro de la rangée particulière où l'axe neutre plastique est supposé être situé pour le calcul des différents points de la courbe résistante MN (entre ces points de la courbe résistante MN, l'axe neutre plastique passe d'une rangée à la suivante) ; en conséquence, en faisant varier la valeur de  $k$ , on obtient différentes répartitions de forces résistantes parmi les rangées (en respectant le théorème statique) et ainsi, différents couples M-N sont obtenus. Sachant que pour chaque position de l'axe neutre plastique, deux distributions d'efforts résistants peuvent être obtenues (une en supposant que la partie au-dessus de l'axe neutre plastique est en compression et la partie en dessous est en traction et l'autre en supposant la situation inverse), " 2k " Les couples MN sont obtenus à l'aide de l'équation (54). Cette équation est définie de manière à obtenir la résistance maximale en flexion en adoptant une répartition optimisée des charges internes parmi les rangées activées, en tenant compte des éventuels effets de groupe comme expliqué ci-dessous.

Dans cette expression, deux résistances différentes  $F_i^c$  peuvent être attribuées à la rangée  $i$  ( $F_i^{Rd+}$  and  $F_i^{Rd-}$ ) dans le but de maximiser la valeur absolue de la résistance à la flexion en maximisant les efforts dans les rangées les plus éloignées de la rangée «  $k$  ». Ceci est illustré pour un assemblage à deux rangées de boulons sur la figure 135. Supposons que, dans cet assemblage, la résistance des deux rangées de boulons en traction soit régie par la composante « Platine en flexion » et que la résistance de groupe correspondante soit égale à 100 kN et est inférieure à la somme des résistances individuelles des deux rangées de boulons ( $2 * 60 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$ ). Sur la figure 135, deux situations sont considérées dans lesquelles le numéro de la rangée  $k$  est respectivement considéré comme égal à 1 et 4. La répartition des efforts de traction dans les deux rangées de boulons, pour  $k = 1$  et pour  $k = 4$ , est illustrée dans la figure 135. Si  $k$  est égal à 4 et qu'un moment positif est appliqué à l'assemblage, cela signifie que la résistance de la rangée de boulons supérieure F2Rd+ est égale à 60 kN et celle de la rangée de boulons inférieure F3Rd+ est égale à 40 kN (= 100 kN – 60 kN) tandis que, si  $k = 1$  et un moment négatif est appliqué à l'assemblage, la résistance de la rangée de boulons supérieure F2Rd- est égale à 40 kN et celle de la rangée de boulons inférieure est égale à 60 kN. Une telle procédure est illustrée à la figure 134 pour un assemblage dans lequel trois rangées de boulons sont éventuellement concernées par des effets de groupe. Les points noirs montrent les étapes successives pour estimer  $F_i^{Rd+}$  correspondant aux résistances de groupe tandis que les blancs montrent les étapes pour estimer  $F_i^{Rd-}$ . Par conséquent,  $F_i^{Rd+}$  et  $F_i^{Rd-}$  peuvent être définis comme la résistance maximale (ou minimale en cas de valeurs négatives) de la rangée  $i$  sous des moments positifs et négatifs respectivement en considérant les effets de groupe et en maximisant le moment résistant.

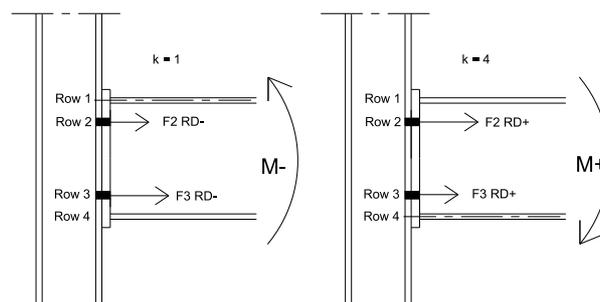


Figure 135. Exemples de répartition des efforts résistants entre les rangées en traction sur un assemblage à deux rangées de boulons

Le critère de résistance prenant en compte l'interaction entre le moment fléchissant ( $M$ ) et l'effort normal ( $N$ ) à la rupture est fourni par un ensemble de  $2n$  segments de droite parallèles ; la pente de chacun des  $2n$  segments parallèles est égale à la valeur du bras de levier ( $h_k$ ) et le long de ces segments, la force ( $F_k$ ) varie entre 0 à une extrémité et la résistance maximale de de rangée à l'autre extrémité.

L'application de l'équation (54) peut-être écrite avec plus de détails comme suit :

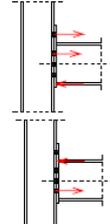
$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^n (h_i - h_k) \cdot F_i^c$$

either  $\left. \begin{array}{l} F_i^c = \max(F_i^{Rd+}; 0) \text{ if } i < k \\ F_i^c = \min(F_i^{Rd+}; 0) \text{ if } i > k \end{array} \right\} \text{tension in the rows at the top (M}^+\text{)}$

or  $\left. \begin{array}{l} F_i^c = \min(F_i^{Rd-}; 0) \text{ if } i < k \\ F_i^c = \max(F_i^{Rd-}; 0) \text{ if } i > k \end{array} \right\} \text{tension in the rows at the bottom (M}^-\text{)}$

with  $F_i^{Rd+} = \min(F_{mi}^{Rd} - \sum_{\substack{j=m \\ i \neq up, lo}}^{i-1} F_j^{Rd+}, m = 1, \dots, i)$  for  $i < k$  and  $F_i^{Rd+} = F_i^{Rd}$  for  $i = up, lo > k$

$F_i^{Rd-} = \min(F_{im}^{Rd} - \sum_{\substack{j=i+1 \\ i \neq up, lo}}^m F_j^{Rd-}, m = i, \dots, n)$  for  $i > k$  and  $F_i^{Rd-} = F_i^{Rd}$  for  $i = up, lo < k$



Le comportement non ductile de certains composants peut conduire à une réduction de la capacité de résistance de l'assemblage. La façon d'adapter la courbe d'interaction M-N en conséquence est expliquée dans (Demonceau et al., 2019), ainsi que la façon d'évaluer la rigidité élastique de l'assemblage sous  $M$  et  $N$ .

Enfin, la réponse d'un assemblage soumis à des efforts axiaux n'apparaît que comme un cas particulier de chargement pour lequel la procédure de calcul ci-dessus peut également être appliquée.

## A.2 Exigences des dispositions constructives pour une capacité de rotation suffisante des assemblages simples

### A.2.1 Assemblages avec platine d'extrémité

Dans le but de permettre une rotation sans trop augmenter le moment de flexion qui se développe dans l'assemblage, le contact entre la semelle inférieure de la poutre et l'élément de support doit-être strictement évité. Ainsi, il est impératif que la hauteur  $h_p$  de la platine soit inférieure à celle de l'âme de la poutre supportée (Figure 136):

$$h_p \leq d_b \quad (52)$$

où  $d_b$  est la profondeur libre de l'âme de la poutre supportée.

Si un tel contact a lieu, une force de compression se développe à l'endroit du contact ; il est équilibré par les forces de traction dans les boulons et un moment de flexion important se développe (Figure 136).

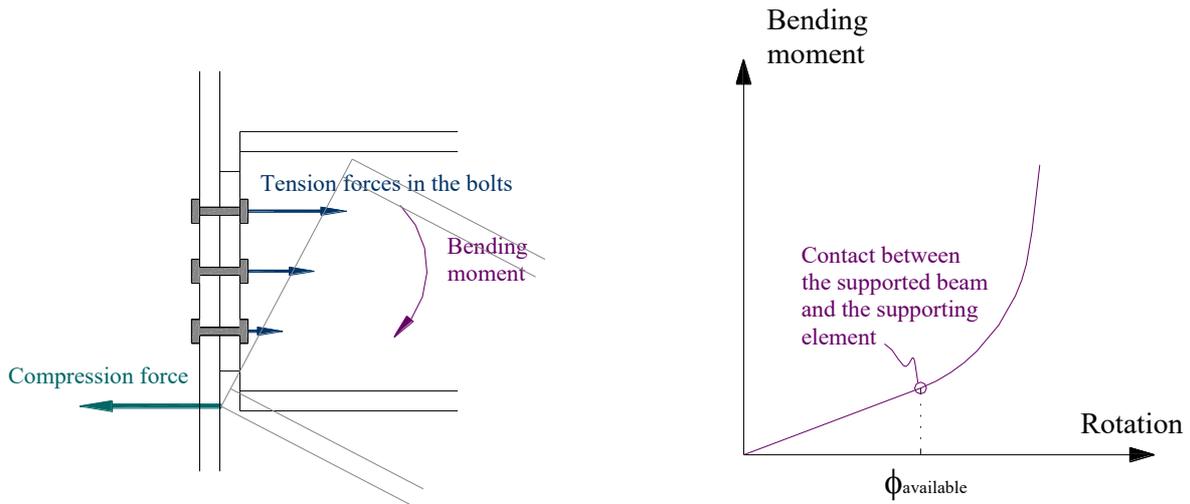


Figure 136. Contact et évolution du moment fléchissant

Le niveau de rotation auquel se produit le contact dépend évidemment des caractéristiques géométriques de la poutre et de la plaque de tête, mais aussi des déformations réelles des éléments d'assemblage.

Afin d'établir un critère simple que l'utilisateur pourrait appliquer, avant tout calcul, pour vérifier si le risque de contact peut-être ignoré, les hypothèses approximatives suivantes sont faites (voir Figure 137) :

- l'élément de support est indéformable;
- le centre de rotation de la poutre est situé à l'extrémité inférieure de la plaque d'about.

Sur la base de telles hypothèses, une estimation sécuritaire (c'est-à-dire une limite inférieure) de la soi-disant "rotation disponible de l'assemblage" " $\phi_{available}$ " peut-être facilement obtenue :

$$\phi_{available} = \frac{t_p}{h_e} \quad (53)$$

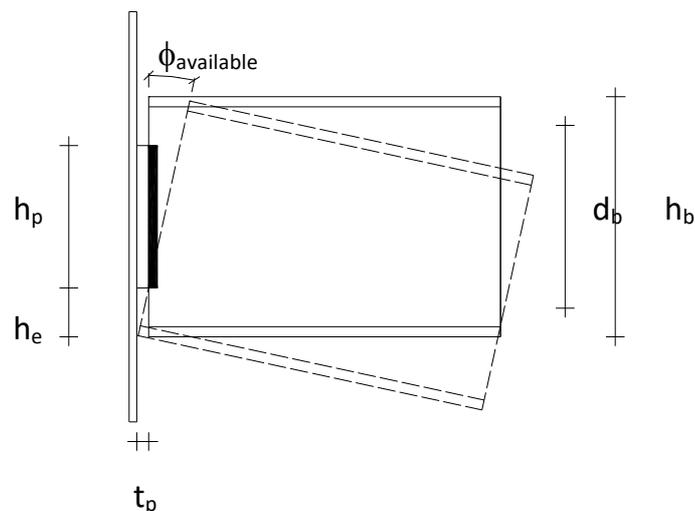


Figure 137. Caractéristiques géométriques de l'assemblage et illustration du contact entre la poutre et l'élément porteur

Cette rotation disponible doit être supérieure à la " capacité de rotation requise " qui varie selon le système structurel et le chargement. Un critère simple assurant la capacité de rotation de l'assemblage est suffisant s'écrit :

$$\phi_{disponible} > \phi_{requis} \quad (54)$$

Par exemple, la capacité de rotation requise, pour une poutre (longueur  $L$  et d'inertie  $I$ ) simplement appuyée à ses extrémités et soumise à une charge uniformément répartie (charge pondérée  $\gamma p$  à l'ELU), s'écrit :

$$\phi_{requis} = \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (55)$$

En exprimant que  $\phi_{disponible} > \phi_{requis}$ , un critère simple assurant une capacité de rotation suffisante de l'assemblage s'écrit :

$$\frac{t}{h_c} > \frac{\gamma p L^3}{24 EI} \quad (56)$$

Des critères similaires peuvent être obtenus pour d'autres cas de charge.

### A.2.2 Assemblages avec gousset d'âme

Pour permettre une rotation sans trop augmenter le moment de flexion qui se développe dans l'assemblage, le contact entre la semelle inférieure de poutre et l'élément de support doit être strictement évité. Pour y parvenir, la hauteur  $h_p$  of the platine doit être inférieure à celle de l'âme de la poutre supportée (Figure 138):

$$h_p \leq d_b \quad (57)$$

où  $d_b$  est la hauteur libre de l'âme de poutre supportée.

Si un tel contact a lieu, une force de compression se développe à l'endroit du contact qui est équilibrée par des forces de traction dans les soudures et dans la platine, et des forces de cisaillement supplémentaires dans les boulons.

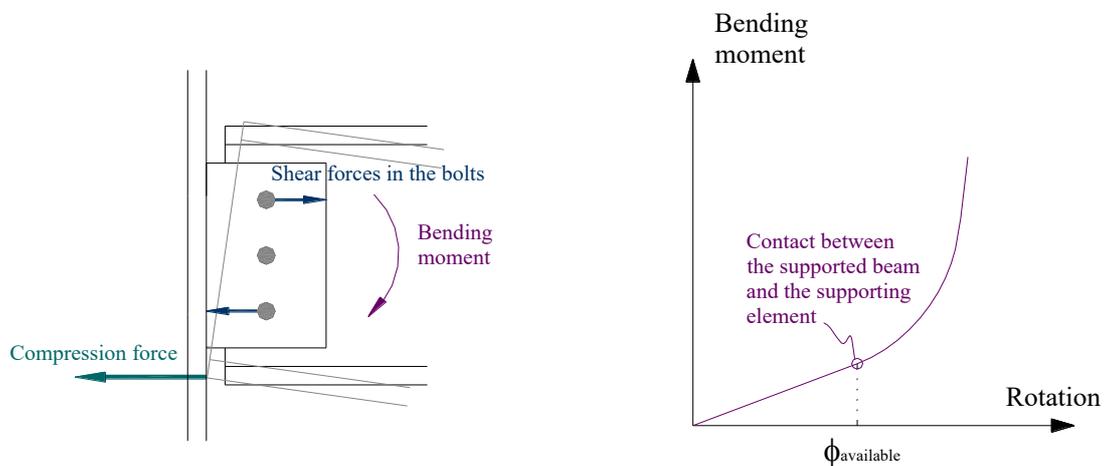


Figure 138. Contact et évolution du moment fléchissant

La valeur de la rotation à laquelle se produit le contact est évidemment dépendante des caractéristiques géométriques de la poutre et de la platine, mais aussi des déformations des composants de l'assemblage.

Nous allons établir un critère simple que l'utilisateur pourra appliquer avant tout calcul et qui permet de vérifier si le risque de contact peut être ignoré. Pour ce faire, les hypothèses approximatives suivantes sont faites (voir Figure 139) :

- l'élément de support et la platine sont indéformables;
- le centre de rotation de la poutre est situé au centre de gravité du groupe de boulons.

Sur la base de telles hypothèses, une estimation sécuritaire (c'est-à-dire une limite inférieure) de la dite "rotation disponible de l'assemblage"  $\phi_{available}$  peut-être facilement obtenue :

$$\text{si } z > \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2} :$$

$$\phi_{available} = \infty$$

sinon :

$$\phi_{available} = \arcsin \left( \frac{z}{\sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}} \right) - \arctg \left( \frac{z - g_h}{\frac{h_p}{2} + h_e} \right)$$

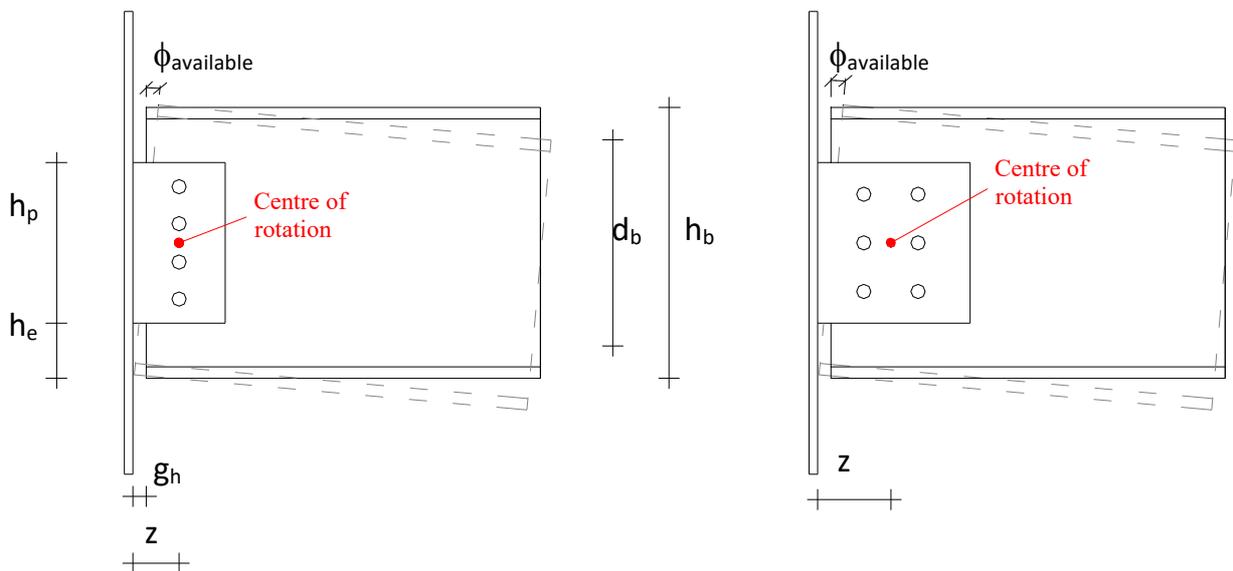


Figure 139. Caractéristiques géométriques de l'assemblage et illustration du contact entre la poutre et l'élément porteur

Cette rotation disponible doit-être supérieure à la "capacité de rotation requise" qui varie selon le système structurel et le chargement. Un critère simple assurant la capacité de rotation suffisante de l'assemblage peut être écrit comme :

### A.3 Recommandations relative à la ductilité spécifique des assemblages boulonnés partiellement résistants en acier et mixtes avec platines d'extrémité

Comme introduit dans la section 2.2.3.2, (Rölle, 2013) fournit une méthode simplifiée pour la détermination du moment résistant des assemblages acier et mixtes avec platines d'extrémité ainsi que des critères constructifs pour la conception d'assemblages hautement ductiles, voir également le tableau 3. La rupture de composants autres que les ruptures de traction sont exclues selon des critères définis, voir l'étape 1 ci-dessous dans la section dédiée à l'application de la méthode. De plus, les critères de ductilité pour le tronçon en T sont donnés, voir l'étape 2 ci-dessous.

La méthode suppose que le produit de la résistance à la traction des boulons et du bras de levier du couple de force est le facteur qui définit principalement la capacité en moment des assemblages. D'autres paramètres qui ont une influence sur la capacité en moment des assemblages sont considérés indirectement par l'application d'un facteur de correction. La formule pour le calcul de la capacité en moment plastique est donnée dans l'équation (59). Pour le bras de levier, l'hypothèse est que la somme des forces axiales de traction agit au centre de gravité des boulons en traction et la somme des forces de compression agit au centre de gravité de la semelle de la poutre en compression. La méthode a été développée à partir des résultats expérimentaux de (Kuhlmann et al., 2008) et des analyses numériques réalisées dans (Rölle, 2013). Elle a également été validée à l'aide des équations analytiques du modèle de composant "réel" et donne des valeurs sécuritaires par rapport à celles du modèle de composant.

L'assemblage platine d'about débordante tout en acier est la configuration d'assemblage standard pour laquelle la méthode a été développée. Cette méthode peut en outre être appliquée aux assemblages acier avec platine d'about débordante et aux assemblages mixtes à 3 rangées de boulons. Pour les assemblages acier avec platine d'about débordante, le modèle considère exclusivement le cas où les deux rangées de boulons supérieures sont placées symétriquement vis-à-vis de la semelle de la poutre. Pour l'application du modèle, certains critères de résistance, de géométrie et de configuration doivent être satisfaits et la méthode est valide sous les conditions suivantes :

- La capacité en effort du boulon doit-être le composant le plus faible pour la ruine de l'assemblage;
- $M_{j,pl,Rd} < 0,7 M_{b,pl,Rd}$  ;
- Une seule rangée de boulons par semelle de poutre ;
- Pour les platines d'about débordantes, une seule rangée de boulons au-dessus de la semelle de la poutre ;
- Only two bolts per bolt-row ;
- L'épaisseur de la platine d'extrémité ne doit pas dépasser 90 % de l'épaisseur de la semelle de la colonne :  $t_{EP} \leq 0,9 t_{fc}$ .

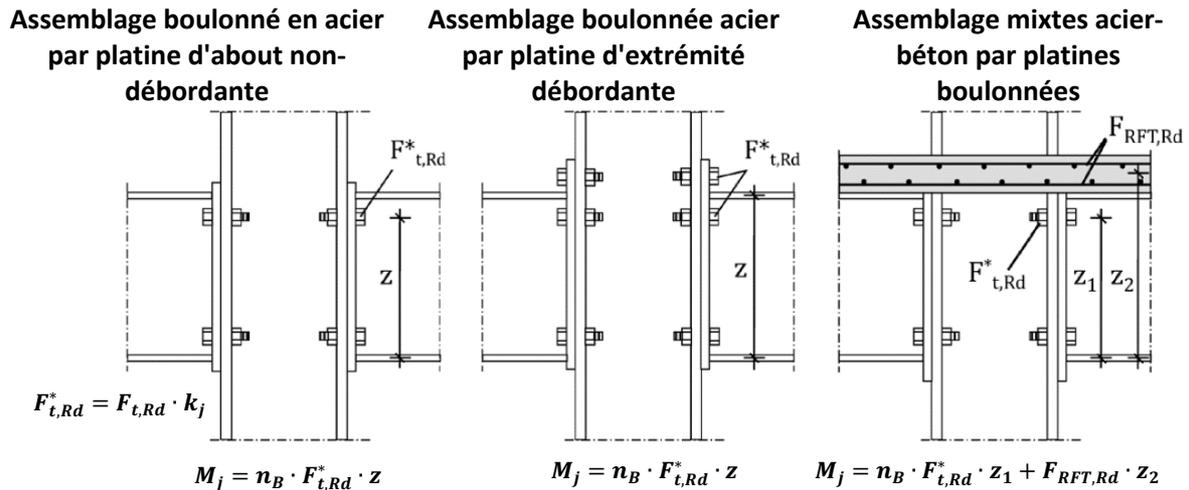


Figure 140. Configurations d'assemblage typiques pour l'application de la méthode simplifiée de Rölle (Rölle, 2013)

$$M_{j,pL,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z \quad (59)$$

- $F_{t,Rd}$  → résistance à la traction des boulons (valeur de dimensionnement)
- $k_j$  → facteur de correction prenant en compte l'influence des différents paramètres influençant le moment résistant
- $\alpha$  → facteur d'ajustement
- $z$  → bras de levier
- $n_B$  → nombre de boulons tendus

En se référant aux assemblages mixtes, la formule pour le calcul du moment plastique résistant des assemblages mixtes s'obtient en ajoutant à de l'équation (59) un terme relatif à l'effort dans l'armature en acier et s'écrit comme suit :

$$M_{j,pL,Rd} = F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2 \quad (60)$$

- $F_{T,RFT,Rd}$  → tension strength of steel reinforcement (design value)
- $z_2$  → lever arm, see Figure 140

Cette méthode garantit que le composant critique est le tronçon en T et que selon les critères de ductilité améliorés, une ruine en mode 2 se produit. Dans la thèse (Rölle, 2013), il a été prouvé que, supposant une structure en portique contreventé, l'exigence de rotation  $\phi_{available} / \phi_{required}$  d'au moins 2 est remplie. Ceci est également démontré dans (Keller et al., 2021).

### A.3.1 Application de la méthode simplifiée (Rölle, 2013)

Le processus étape par étape pour l'application de la méthode simplifiée de Rölle pour les 3 configurations d'assemblage **(i)** Assemblage boulonné en acier par platine d'about non-débordante, **(ii)** Assemblage tout en acier avec platine d'extrémité débordante et **(iii)** les assemblages mixtes acier-béton peuvent être décrits en 3 étapes.

1. Vérification de la plage de validité du profilé de colonne
2. Définition de la plage d'épaisseurs admissibles du T-stub – Critères de ductilité du T-stub
3. Obtention du moment résistant

Ces 3 étapes sont présentées pour chacune des configurations ci-dessous :

- i. Assemblage boulonné en acier par platine d'about non-débordante

Etape 1

| Tableau 60. Plage de validité – profilé de colonne |   |
|--|---|
| Âme de la colonne en Compression                   | $\frac{\sqrt{h_c} \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 7,0$ |
| Âme de la colonne en Traction                      | $t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$   |
| Âme de la colonne en Cisaillement                  | $t_{wc} > 1,12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$  |

Etape 2

| Tableau 61. Critère de ductilité pour le T-stub   |   |
|---|---|
| Limite inférieure (poinçonnement)   | $t_{EP} \geq 0,186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$   |
| Limite supérieure (ductilité) – T-stub (cas de platine d'about)                                     | $t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2,5d_B}\right) \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2,0d_B}}}$ |
| Pour $0,9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$ –T-stub non raidi (cas de la semelle de la colonne) | $t_{fc} \leq 0,4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2,5d_B}}$  |

Etape 3

| Tableau 62. Modèle de calcul du moment résistant des assemblages boulonnés en acier par platine d'about non-déborderante |   |
|--|---|
| Moment plastique résistant   | $M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z$  |
| Facteur de correction de l'assemblage  | $k_{j(FEP)} = 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_2 \cdot f_{uB}}\right)^{0,25} \leq 1,0$ |
| Résistance de traction du boulon (traction)  | $F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$   |

ii.

iii. Assemblage acier avec platine d'extrémité débordante

Pour le cas des assemblages acier avec platine d'extrémité débordante, la définition de la plage validité de l'épaisseur des platines d'extrémité débordantes s'effectue comme pour les assemblages avec platine d'extrémité non-déborderantes, tandis que la vérification de la plage de valeurs du profil de la colonne et le calcul du moment plastique résistant doit être effectuée comme suit:

Etape 1

| Tableau 63. Plage de validité du profilé de colonne |  |
|---|--|
| Âme de colonne en compression                       | $\frac{\sqrt{h_c} \cdot 2 \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 10,0$ |
| Âme de colonne en traction                          | $t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$  |
| Âme de colonne en cisaillement                      | $t_{wc} > 1,67 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$   |

## Etape 2

| <i>Tableau 64. Modèle de calcul du moment résistant des assemblages boulonnés en acier par platine d'about débordante</i> |  |
|---|--|
| Moment plastique ultime   | $M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j^* \cdot z$   |
| Facteur de correction de l'assemblage   | $k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left( \frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$ |
| Résistance à la traction du boulon  | $F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$  |

### iv. Assemblages mixtes acier-béton

Si la résistance à la traction de l'armature insérée dans la largeur effective de la dalle est supérieure à la capacité de charge théorique de la rangée de boulons supérieure d'une hypothétique partie débordante de la platine d'about, alors l'âme de la colonne en compression doit-être vérifiée séparément.

La définition de la plage de valeurs pour l'épaisseur des platines est effectuée en fonction de celle relative pour des platines d'about débordantes. Ainsi, seule la 3ème étape de la méthode de Rölle se différencie comme suit dans le tableau 65 pour les assemblages mixtes par rapport aux 2 autres types d'assemblages :

## Etape 3

| <i>Tableau 65. Modèle de calcul du moment plastique d'assemblage mixtes acier-béton par platines boulonnées</i> |  |
|---|--|
| Moment plastique ultime   | $M_{i,pl,Rd} = 0,9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2$  |
| Facteur de correction de l'assemblage   | $k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left( \frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25} \leq 1,0$ |
| Résistance à la traction du boulon  | $F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$  |
| Résistance à la traction des armatures  | $F_{T,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$   |

Les formules données ci-dessus se réfèrent au moment de flexion plastique. Elles peuvent être transférés au niveau de résistance ultime tel qu'utilisé dans une situation de charge accidentelle en transférant la résistance à la tension du boulon de  $F_{t,Rd}$  à  $F_{t,u} = A_s f_{ub}$ .

## A.4 Évaluation de la capacité de rotation plastique des assemblages à l'ELU

### A.4.1 Principes généraux et méthode

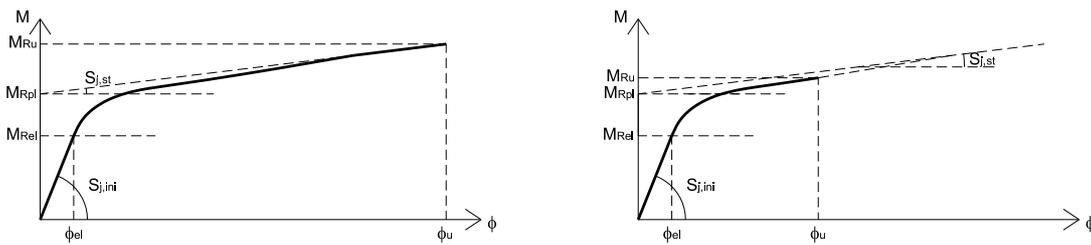
La réponse en rotation d'un assemblage est présentée sous la forme d'une courbe moment-rotation  $M-\varphi$  où  $M$  et  $\varphi$  représentent respectivement le moment fléchissant auquel l'assemblage est soumis et la rotation relative résultante entre les éléments connectés. Cette courbe peut être tracée aussi bien pour des assemblages en flexion que pour des assemblages soumis à des sollicitations plus complexes, incluant des efforts axiaux supplémentaires. Mais bien entendu, dans le cas d'assemblages soumis à de la traction uniquement, la réponse en rotation n'a pas de sens et une courbe de comportement en extension  $N-\Delta$  doit-être considérée.

Dans le contexte de la robustesse, l'évaluation de la capacité de déformation maximale (extensionnelle, rotationnelle ou les deux) est d'une importance capitale et une procédure générale pour sa détermination est introduite ici. Par souci de clarté, la méthode est présentée dans pour un assemblage en flexion, mais elle peut-être directement appliqué à toute autre situation de chargement de l'assemblage.

Pour les assemblages classiques en acier ou mixtes constitués d'assemblages soudés et boulonnés, la forme de la courbe  $M-\varphi$  est approximativement bilinéaire et peut donc être caractérisée par quatre paramètres clés :

- une rigidité initiale  $S_{j,ini}$ ;
- une résistance plastique à la flexion  $M_{Rpl}$ ;
- une rigidité en régime d'écroûissage (plus généralement post-plastique)  $S_{j,st}$ ;
- une résistance ultime à la flexion  $M_{Ru}$ .

Lorsqu'aucune instabilité ou ruine fragile précoce ne se produit dans l'assemblage à l'état ultime,  $M_{Ru}$  diffère significativement de  $M_{Rpl}$ , et la forme bilinéaire de la courbe  $M-\varphi$  est bien marquée (Figure 141a) ; en cas d'instabilité ou de rupture fragile précoce - par exemple dans l'âme de la colonne en compression ou dans les boulons en traction -  $M_{Ru}$  se rapproche de  $M_{Rpl}$ , ce qui tend à donner une forme finale plus ou moins arrondie à la courbe  $M-\varphi$  (Figure 141b). Quoi qu'il en soit, la capacité de rotation ultime  $\varphi_u$  est obtenue à l'intersection de la courbe  $M-\varphi$  avec la ligne horizontale  $M_{Ru}$ .



a – Réponse bilinéaire bien marquée

b – Réponse bilinéaire moins marquée

Figure 141. Principales propriétés d'assemblage caractérisant les courbes  $M-\varphi$  réelles

Ainsi, la capacité de rotation plastique ultime des assemblages peut être évaluée comme égale à (Jaspart et al., 2019) :

$$\varphi_u = (M_{Ru} - M_{Rpl})/S_{j,st} \quad (61)$$

Les valeurs de  $M_{Rpl}$  et  $S_{j,ini}$  sont obtenues grâce à l'Eurocode 3 Partie 1-8. La rigidité d'écroûissage de l'assemblage  $S_{j,st}$  peut donc être évaluée comme suit :

$$S_{j,st} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{k^*}} \quad (62)$$

où:

$$\sum \frac{1}{k^*} = \sum_m \left( \frac{1}{k_{i,m}} \right)_{M_{Rpl,comp,m} > M_{Rpl,limit}} + \sum_k \left( \frac{1}{k_{st,k}} \right)_{M_{Rpl,comp,k} > M_{Rpl,limit}} \quad (63)$$

$k$  et  $m$  sont des indices des composants et  $M_{Rpl,limit} = 1,65M_{Rpl}$

Une bonne estimation du moment résistant ultime  $M_{Ru}$  de l'assemblage peut-être simplement obtenu en substituant :

- la limite d'élasticité du matériau en acier  $f_y$  par la résistance ultime  $f_u$  ;
- la résistance de calcul du boulon en traction par la résistance ultime du boulon en traction (surface de contrainte multipliée par la limite d'élasticité ultime) ;

dans les formules proposées dans l'Eurocode 3 pour l'évaluation du moment résistant de calcul de l'assemblage  $M_{Rpl}$ . Il ne faut cependant pas oublier les risques d'instabilité de l'âme de la colonne en compression et de la semelle de la poutre en compression. Comme pour  $M_{Rpl}$ , le moment résistant ultime  $M_{Ru}$  est associé à la résistance ultime du composant le plus faible.

#### A.4.2 Méthode simplifiée de Keller pour la capacité de déformation des assemblages mixtes

Dans (Keller, 2019), des équations simplifiées pour l'évaluation de la capacité de rotation des assemblages mixtes sont fournies, à la fois sous un moment de flexion positif et négatif. Celles-ci sont basées sur les résultats d'essais menées dans (Kuhlmann et al., 2017), sur les analyses EF menées dans (Rölle, 2013) et (Keller, 2019) et sur le concept de modèle dit des composants. Pour établir ces équations, seuls les composants qui ont une influence significative sur la capacité de déformation des assemblages mixtes ont été considérés.

##### Capacité de déformation des assemblages sous moment fléchissant négatif

Pour les assemblages mixtes sous flexion négative, la proposition de (Keller 2019) est reflétée dans l'équation (64), tandis que les composants considérés ainsi que le bras de levier correspondant sont présentés dans la figure 142. La déformation des parties en traction et en compression est donnée par les équations (65) et (66).

Les valeurs données correspondent au niveau moyen des résultats des essais. Les facteurs de sécurité partiels et les facteurs de correction pour le niveau de dimensionnement sont établit dans (Keller, 2019).

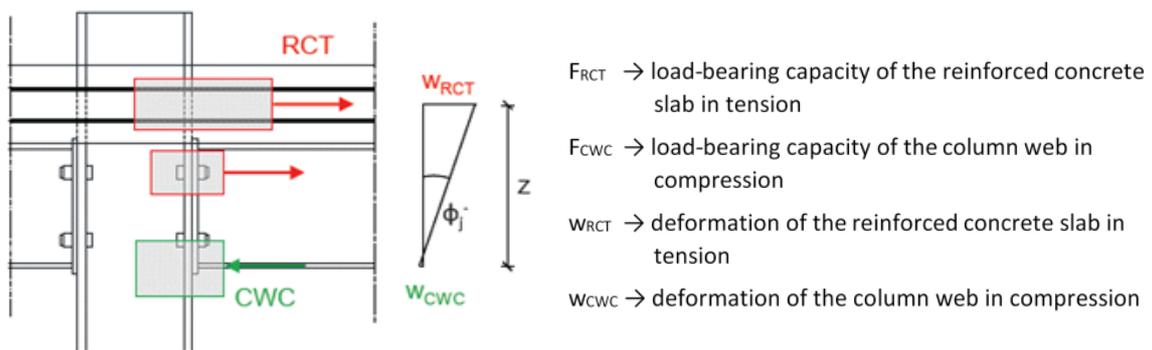


Figure 142. Rotation totale  $\phi_j^-$  de l'assemblage mixte sous moment fléchissant négatif (Keller, 2019)

$$\phi_{j,disponible}^- = \frac{w_{RCT} + w_{CWC}}{z} \quad (64)$$

Où :

|           |      |  |
|-----------|------|--|
| $w_{RCT}$ | [mm] | Déformation de la dalle en béton armé (voir Equation (65))             |
| $w_{CWC}$ | [mm] | Déformation de l'âme de la colonne en compression (voir Equation (66)) |

$z$  [mm] Distance entre le centre de compression et le centre de gravité des barres d'armature, voir Figure 142

$$\bullet \quad w_{RCT} = \varepsilon_{su} \cdot \kappa \cdot l_z \cdot k_M \quad (65)$$

Où :

$\varepsilon_{su}$  [%] Déformation ultime de la barre d'armature en acier

$\kappa = 0,49 \cdot \frac{\rho^{0,51}}{f_{ctm}^{0,34} \cdot d_r^{0,68}}$  [-] Facteur de prise en compte des différents facteurs d'influence

$\rho$  [%] Taux d'armatures

$l_z = 0,9 \cdot \left( \frac{h_{col}}{2} + a \right)$  [mm] Longueur d'allongement de l'armature en acier (sur un seul côté de l'assemblage)

$h_{col}$  [mm] Hauteur du profilé de la colonne

$a$  [mm] Distance du premier goujon de cisaillement à la semelle de la colonne

$k_M = \begin{cases} 1,00 & \rightarrow \text{pour charge axiale pure} \\ 0,61 & \rightarrow \text{pour moment négatif} \end{cases}$  [-] Facteur tenant compte des conditions de chargement

$$\bullet \quad w_{CWC} = \frac{M_{j,u}^-}{z \cdot k_{CWC} \cdot E} \cdot \delta_{smu} \quad (66)$$

Où :

$M_{j,u}^-$  [kNm] Valeur du moment ultime négatif de l'assemblage

$z$  [mm] Bras de levier

$k_{CWC} = 0,7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{d_c}$  [mm] Coefficient de rigidité pour CWC selon l'EN 1993-1-8

$\delta_{smu} = 1,12 \cdot 10^4 \cdot \varepsilon_{smu}^{2,35}$  [-] Facteur de prise en compte de la déformation de la dalle en béton armé en traction

$\varepsilon_{smu} = \left( \frac{w_{RCT}}{I_z} \right)$  [-] Déformation de la dalle en béton armé en traction

### Capacité de déformation des assemblages sous moment fléchissant positif

La capacité de déformation des assemblages sous flexion positive est donnée par l'équation (67) et les composants considérés ainsi que le bras de levier correspondant sont illustrés à la figure 143.

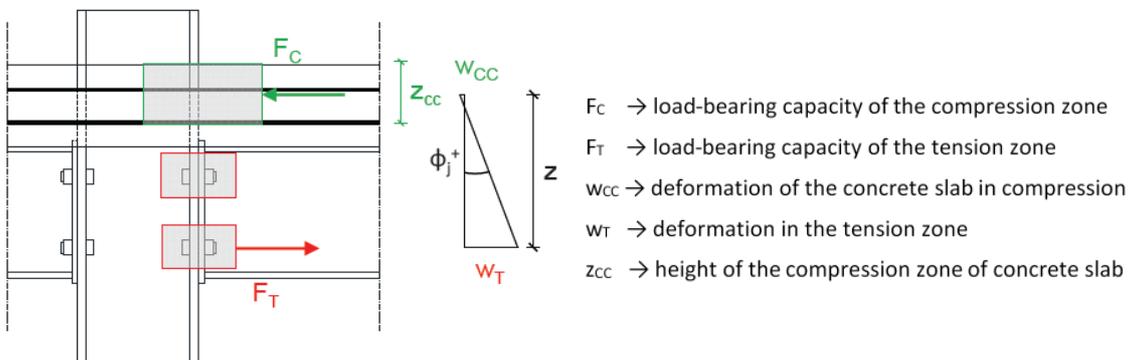


Figure 143. Rotation totale  $\phi_j^+$  de l'assemblage mixte sous moment fléchissant positif (Keller, 2019)

$$\varphi_{j,disponible}^+ = \frac{w_T}{z} \quad (67)$$

Où :

|   |      |  |
|---|------|--|
| $w_T = \frac{(t_{ep} + t_{cf}) \cdot f_y}{E} \cdot \delta_{pl,T}$   | [mm] | Déformation de la partie en traction de l'assemblage en acier                                |
| $\delta_{pl,T} = a \cdot 1,07 \cdot 10^{-4} \cdot h_b \cdot \sqrt{m_x} \cdot \left(\frac{d_b}{t_{ep}}\right)^3 \cdot \left(\frac{m}{t_{cf}}\right)^{1,8} \cdot \left(\frac{f_{ub}}{f_y}\right)^{2,8}$ | [-]  | Facteur tenant compte des différents paramètres d'influence                                  |
| $a = \begin{cases} 1,00 & \text{pour tout assemblage acier} \\ 0,65 & \text{pour assemblage mixte} \end{cases}$   | [-]  | Facteur pour les assemblages acier ou mixtes   |
| $z$   | [mm] | Bras de levier - distance entre le centre de compression et la rangée de boulons en traction |
| $m_x$   | [mm] | Distance verticale entre le boulon et la semelle de la poutre                                |
| $m$   | [mm] | Distance horizontale entre le boulon et l'âme de la poutre                                   |

Comme alternative, (Duarte da Costa 2018) propose une procédure analytique pour la prédiction de la capacité de rotation ultime des assemblages mixtes soumis à des moments négatifs avec l'activation des barres d'armature S500B.

La première étape consiste à déterminer la limite d'élasticité ultime  $\varepsilon_{smu}$  et la limite d'élasticité  $\varepsilon_{smy}$  de l'élément en béton armé car l'effet raidisseur en traction joue un rôle non négligeable dans la capacité d'allongement de l'élément « dalle d'armature en traction ». Par conséquent, des graphiques de dimensionnement permettant de déterminer facilement  $\varepsilon_{smu}$  et  $\varepsilon_{smy}$  sont présentés à la Figure 144. Ces graphiques sont donnés en fonction de la classe de béton et du rapport de ferrailage effectif  $\rho_{eff}$ . Afin de déterminer  $\varepsilon_{smu}$  et  $\varepsilon_{smy}$  à l'aide de ces graphiques, les étapes suivantes doivent être suivies:

1. Calculer le rapport de ferrailage effectif  $\rho_{eff}$  en tenant compte de l'aire effective  $A_{c,eff}$  du béton autour du ferrailage longitudinal selon (EN 1992-1-1, 2005), Figure 7.1 et déterminer la première contrainte de fissure  $\sigma_{sr1}$  avec le graphique supérieur de la Figure 144.
2. Multipliez la première contrainte de fissure  $\sigma_{sr1}$  obtenue à l'étape précédente par le facteur  $k_b$  qui est égal à  $k_c$  tel que défini dans la section 7.4.2 (1) de (EN 1994-1-1 2004). Ce facteur tient compte de la distribution des contraintes linéaires dans la section avant la fissuration. Sur cette base, déterminez la limite de déformation ultime  $\sigma_{smu}$  de l'élément en béton armé avec le graphique inférieur de la Figure 144. Sur le même graphique, déterminez la limite d'élasticité  $\sigma_{my}$  de l'élément en béton armé.

Dans la deuxième étape, la longueur effective de l'assemblage  $L_j$  est calculée:  $L_j = \frac{h_c}{2} + n \cdot 2 \cdot \frac{\emptyset}{6,4 \cdot \rho_{eff}}$

Avec :

- $h_c$  est la profondeur de la colonne;
- $n = 1.5$  pour  $1.0\% \leq \rho_{eff} \leq 1.6\%$ ;  $2.5$  pour  $1.6\% < \rho_{eff} \leq 1.9\%$ ;  $3.5$  pour  $1.9\% < \rho_{eff} \leq 2.2\%$ ;  $4.5$  for  $2.2\% < \rho_{eff} \leq 2.9\%$ ;  $5.5$  pour  $2.9\% < \rho_{eff} \leq 3.5\%$ ;
- $\emptyset$  est le diamètre des armatures

Dans la dernière étape, la capacité de rotation de l'assemblage est calculée avec l'équation suivante en prenant en compte les valeurs obtenues dans les deux étapes précédentes :

$$\Phi_u = \left[ \varepsilon_{smu} \cdot \frac{h_c}{2} + \frac{\varepsilon_{smu} + \varepsilon_{smy}}{2} \cdot \left( L_j - \frac{h_c}{2} \right) \right] \cdot \frac{1}{h_r} \quad (68)$$

avec  $h_r$ , le bras de levier interne entre le point de compression et la couche de renfort.

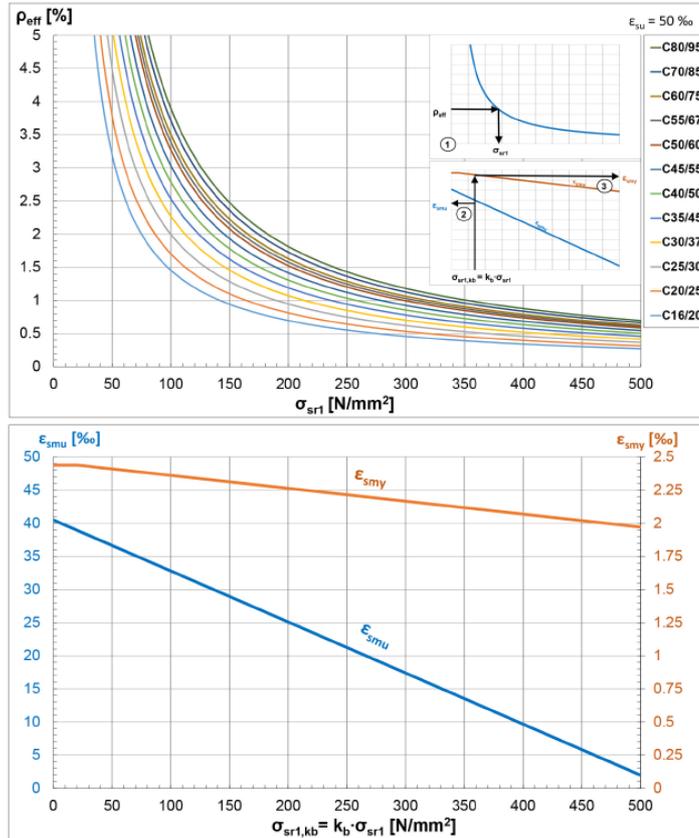


Figure 144. Aide au dimensionnement pour déterminer la capacité de rotation des assemblages mixtes selon (Duarte da Costa 2018)

## A.5 Résistance des assemblages en traction

Dans la présente annexe, des règles pour estimer la résistance axiale des assemblages simples, des assemblages partiellement résistant et des couvre-joints de colonnes sont fournies.

### A.5.1 Assemblages simples en traction

Des fiches de conception spécifiques pour le calcul de la résistance de tirant des configurations d'assemblage simples couramment utilisées ont été préparées dans (Jaspart et al., 2009) dans le cadre des recommandations européennes de dimensionnement ; en particulier, des règles sont fournies pour la prédiction de la résistance axiale ultime de ces assemblages. Ces règles sont rapportées ci-dessous car elles constituent des procédures de calcul faciles à appliquer. Il faut cependant préciser que leur application est strictement limitée aux assemblages satisfaisant aux exigences minimales en termes de ductilité rapportées dans la section 2.2.

#### A.5.1.1 Données générales pour les assemblages avec platines d'extrémité, goussets d'âme ou cornières d'âme

- Pour les boulons :
  - $n$  Nombre total de boulons
  - $A$  Section nominale du boulon
  - $A_s$  Section résistante du boulon
  - $d$  Diamètre nominal du fût du boulon
  - $d_0$  Diamètre du trou du boulon
  - $f_{u,b}$  Résistance ultime du boulon
  - $f_{y,b}$  Limite élastique du boulon
- Pour les soudures :
  - $a$  Épaisseur des cordons de soudure
  - $\beta_w$  Facteur de corrélation pour l'évaluation de la résistance de la soudure
    - Pour les éléments porteurs et supportés :
      - $t$  Épaisseur de la plaque de support ( $t_{cf}$  et  $t_{cw}$  pour respectivement une semelle de poteau et une âme,  $t_{bw}$  pour une âme de poutre)
      - $t_w$  Épaisseur de l'âme de la poutre supportée
      - $A_{b,v}$  Aire brute de cisaillement de la poutre supportée
      - $A_{b,v,net}$  Aire nette de cisaillement de la poutre supportée
      - $f_u$  Résistance ultime d'un élément en acier (indice  $b_w$  pour l'âme de la poutre,  $c_f$  et  $c_w$  pour respectivement la semelle et l'âme de la colonne)
      - $f_y$  Résistance élastique d'un élément en acier (indice  $b_w$  pour l'âme de la poutre,  $c_f$  et  $c_w$  pour respectivement la semelle et l'âme de la colonne)
- Coefficients de sécurité :
  - $\gamma_{M0}$  Coefficient partiel de sécurité pour les profilés en acier ; il est égal à 1,0
  - $\gamma_{M2}$  Coefficient partiel de sécurité pour la section nette au niveau des trous de boulons, des boulons, des soudures et des platines en flexion ; il est égal à 1,25
- Chargement :
  - $V_{Ed}$  Force de cisaillement appliquée à l'assemblage
- Résistance :
  - $V_{Rd}$  Résistance au cisaillement de l'assemblage
  - $F_{v,Rd}$  Résistance de dimensionnement en cisaillement

#### A.5.1.2 Notations particulières pour les assemblages de platines d'about

- $h_p$  Hauteur de la plaque d'about
- $t_p$  Épaisseur de la plaque d'about
- $A_v$  Aire brute de cisaillement de la plaque d'about
- $A_{v,net}$  Aire brute de cisaillement de la plaque d'about
- $f_{yp}$  Résistance élastique de la plaque d'about
- $n_1$  Nombre de rangées horizontales
- $n_2$  Nombre de rangées verticales
- $e_1$  Distance finale longitudinale
- $e_2$  Distance finale transversale
- $p_1$  Espacement longitudinal des boulons
- $p_2$  Espacement transversal des boulons
- $m_p$  Distance entre les colonnes de boulons et le pied de la soudure reliant la plaque de chevêtre à l'âme de la poutre (définition selon l'EN 1993-1-8)

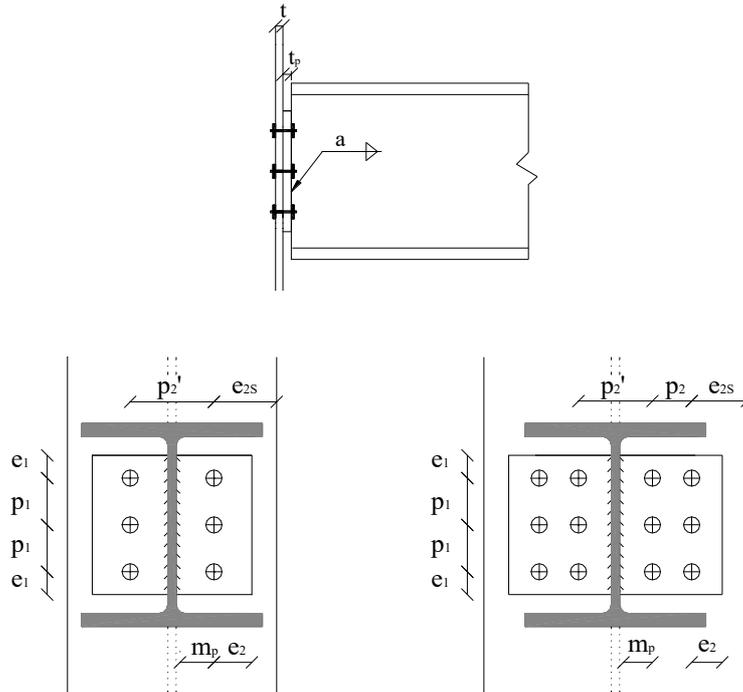


Figure 145. Header plate notations

### A.5.1.3 Notations particulières pour les assemblages à gousset d'âme

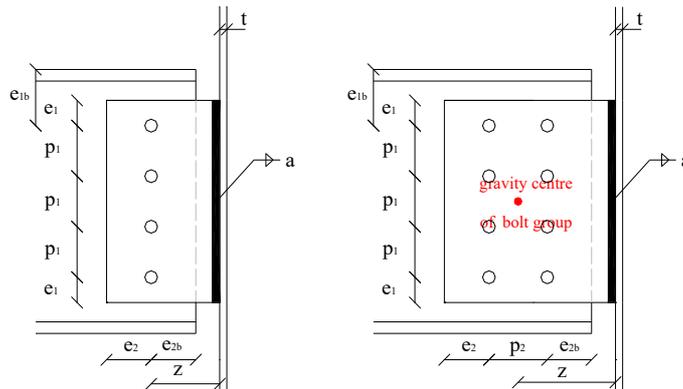


Figure 146. Notations pour la platine

- $h_p$  Hauteur de la platine
- $t_p$  Epaisseur de la platine
- $A_v$  Aire brute de cisaillement de la platine
- $A_{vnet}$  Aire nette de cisaillement de la platine
- $f_{yp}$  Résistance élastique de la platine
- $n_1$  Nombre de rangées horizontales
- $n_2$  Nombre de rangées verticales
- $e_1$  Distance finale longitudinale (platine)
- $e_2$  Distance finale transversale (platine)
- $e_{1b}$  Distance finale longitudinale (âme de la poutre)
- $e_{2b}$  Distance finale transversale (âme de la poutre)
- $p_1$  Espacement longitudinal des boulons
- $p_2$  Espacement transversal des boulons

I Moment d'inertie du groupe de boulons

A.5.1.4 Notations particulières pour les assemblages à cornières d'angles

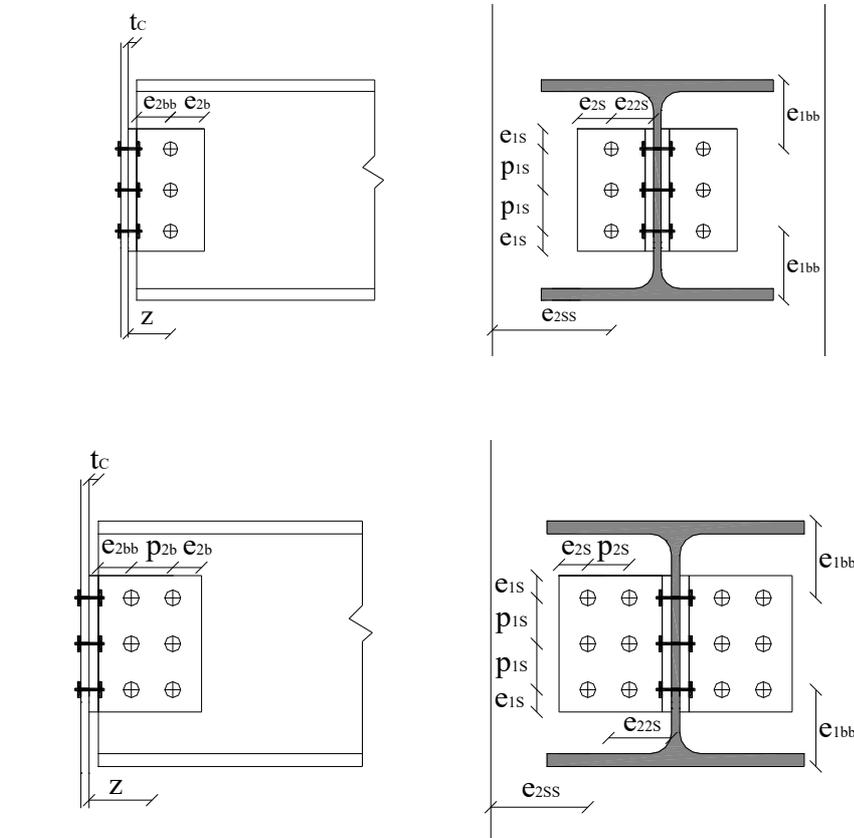


Figure 147. Web cleat notations

- $h_c$  Hauteur de la cornière
- $t_c$  Epaisseur de la cornière
- $A_v$  Aire de la section brute de la cornière
- $A_{vnet}$  Aire de la section nette de la cornière

Côté de la poutre supportée :

- $d_{sb}$  Diamètre nominal du fût du boulon
- $d_{0sb}$  Diamètre du trou du boulon
- $n_b$  Nombre total de boulons
- $n_{1b}$  Nombre de rangées horizontales
- $n_{2b}$  Nombre de rangées verticales
- $e_{1b}$  Distance finale longitudinale (cornière)
- $e_{2b}$  Distance finale transversale (cornière)
- $p_{1b}$  Espacement longitudinal des boulons
- $p_{2b}$  Espacement transversal des boulons
- $e_{2bb}$  Distance finale transversale (âme de la poutre)
- $e_{1bb}$  Distance finale longitudinale (semelle de la poutre)
- $z$  Bras de levier
- $I$  Moment d'inertie du groupe de boulons

Côté de l'élément support :

- $d_s$  Nominal diameter of a bolt shank

|           |  |
|-----------|--|
| $d_{0s}$  | Diameter of a bolt hole  |
| $n_s$     | Total number of bolts  |
| $n_{1s}$  | Number of horizontal rows  |
| $n_{2s}$  | Number of vertical rows  |
| $e_{1s}$  | Longitudinal end distance (cleat)                                    |
| $e_{2s}$  | Transverse end distance (cleat)                                      |
| $p_{1s}$  | Longitudinal bolt pitch  |
| $p_{2s}$  | Transverse bolt pitch  |
| $e_{2ss}$ | Transverse end distance (supporting element)                         |
| $e_{22s}$ | Longitudinal distance between the inner bolt column and the beam web |

#### A.5.1.5 Résistance de tirant des assemblages à platines d'about

| MODE DE RUINE                 | VERIFICATION  |
|-------------------------------|---|
| Boulons en traction           | $N_{u1} = n B_{t,u}$ avec : $B_{t,u} = f_{ub} A_s / \gamma_{Mu}$  |
| Platine d'about en flexion    | $N_{u2} = \min ( F_{hp,u,1}; F_{hp,u,2} )$ $F_{hp,u,1} = \frac{(8 n_p - 2 e_w) l_{eff.p,t,1} m_{u,p}}{2 m_p n_p - e_w (m_p + n_p)}$ $F_{hp,u,2} = \frac{2 l_{eff.p,t,2} m_{u,p} + n B_{t,u} n_p}{m_p + n_p}$ <p>où <math>n_p = \min ( e_2; 1,25 m_p )</math></p> $m_{u,p} = \frac{t_p^2 f_{up}}{4 \gamma_{Mu}}$ $l_{eff.p,1} = l_{eff.p,2} = h_p$ <p>(valeur généralement sécuritaire ; voir EC3 – tableau des longueurs efficaces pour les platines d'extrémité, cas « Rangée de boulons extérieure traction de la semelle de la poutre » – pour des valeurs plus précises ; les longueurs efficaces données dans le tableau doivent cependant être multipliées par un facteur 2 avant d'être introduites dans les deux expressions écrites ci-dessus)</p> |
| Elément de support en flexion | $N_{u3} =$<br>Voir EN 1993-1-8 pour les semelles de colonnes (avec substitution de $B_{t,Rd}$ par $B_{t,u}$ , $f_y$ par $f_u$ et $\gamma_{M0}$ par $\gamma_{Mu}$ ).   |
| Âme de la poutre en traction  | $N_{u4} = t_w h_p f_{ubw} / \gamma_{Mu}$  |

|                                      |   |
|--------------------------------------|---|
| Soudures                             | Le caractère à pleine résistance des soudures est assuré par les recommandations pour le dimensionnement des soudures données dans la section 2.2 |
| Résistance de tirant de l'assemblage | $N_u = \min_{i=1}^4 N_{u i}$  |

#### A.5.1.6 Résistance de tirant des assemblages par platine

| MODE DE RUINE                          | VERIFICATION   |
|--|--|
| Boulons en cisaillement                | $N_{u 1} = n F_{v,u}$ <p>Avec :</p> $F_{v,u} = \alpha_v f_{ub} A / \gamma_{Mu}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie filetée du boulon : <math>A = A_s</math> (aire résistante à la traction du boulon)</li> <li>• Pour des boulons de nuance 4.6, 5.6 et 8.8 : <math>\alpha_v = 0,6</math></li> <li>• Pour des boulons de nuance 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9 : <math>\alpha_v = 0,5</math></li> <li>• Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée du boulon : <math>A</math> est la section brute du boulon et <math>\alpha_v = 0,6</math></li> </ul> |
| Platine en capacité portante           | $N_{u 2} = n F_{b,u,hor}$ <p>Avec : <math>F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{up} d t_p / \gamma_{Mu}</math></p> <p>Avec :</p> $\alpha_b = \min \left( \frac{e_2}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} \text{ ou } 1,0 \right)$ $k_1 = \min \left( 2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$  |
| Platine en traction :<br>Section brute | $N_{u 3} = t_p h_p f_{up} / \gamma_{Mu}$   |
| Platine en traction :<br>Section nette | $N_{u 4} = 0,9 A_{net,p} f_{up} / \gamma_{Mu}$ <p>with: <math>A_{net,p} = t_p h_p - d_0 n_1 t_p</math></p>   |
| Âme de la poutre en capacité portante  | $N_{u 5} = n F_{b,u,hor}$ <p>Avec : <math>F_{b,u,hor} = k_1 \alpha_b f_{ubw} d t_{bw} / \gamma_{Mu}</math></p> <p>où :</p> $\alpha_b = \min \left( \frac{e_{2b}}{3d_0} ; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{ubw}} \text{ ou } 1,0 \right)$  |

|   |   |
|---|---|
|   | $k_1 = \min \left( 1,4 \frac{p_1}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right)$   |
| Âme de la poutre en traction :<br>Section brute | $N_{u6} = t_{bw} h_{bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$  |
| Âme de la poutre en traction :<br>Section nette | $N_{u7} = 0,9 A_{net,bw} f_{ubw} / \gamma_{Mu}$<br>with: $A_{net,bw} = t_{bw} h_{bw} - d_0 n_1 t_{bw}$  |
| Élément support en flexion                      | $N_{u8} =$<br>Voir EN 1993-1-8 pour les semelles de colonnes (avec substitution de $B_{t,Rd}$ par $B_{t,u}$ , $f_y$ par $f_u$ et $\gamma_{M0}$ par $\gamma_{Mu}$ ). |
| Soudures  | Le caractère à pleine résistance des soudures est assuré par les recommandations pour le dimensionnement des soudures données dans la section 2.2                   |
| <b>Résistance de tirant de l'assemblage</b>     | $N_u = \min_{i=1}^8 N_{u_i}$  |

#### A.5.1.7 Résistance au tirant des assemblages avec cornières d'âme

La fiche correspondante pourrait être ajoutée mais, en fait, elle combine les formules présentées ci-dessus car les deux ailes des cornières peuvent être facilement assimilées respectivement à une platine et à une plaque d'about.

#### A.5.2 Assemblages partiellement résistant et des couvres-joints de colonnes sous tension

La méthode des composants peut être facilement adaptée pour permettre la caractérisation des assemblages sous des efforts axiaux et en particulier, sous des charges de traction qui est la condition de chargement à considérer lors de l'application, par exemple, de l'approche de la méthode de tirant.

En effet, les composants activés sous charges axiales sont similaires à ceux activés sous flexion. En conséquence, en appliquant les concepts de la méthode des composants, seule la procédure d'assemblage doit-être adaptée afin de pouvoir prédire la résistance axiale de dimensionnement des assemblages :

$$N_{j,Rd} = \sum_i F_{Rd,i} \quad (69)$$

où  $N_{j,Rd}$  est la résistance de calcul axiale de l'assemblage considéré et  $F_{Rd,i}$  la résistance de dimensionnement du composant "i" activé sous N (EN 1993-1-8, 2005).

En conséquence, la résistance axiale d'un assemblage peut-être simplement prédite en additionnant la contribution des différents composants activés. Cette formule n'est valable que si les critères de ductilité rapportés dans la section 2.2 sont satisfaits.

Il est également possible de prédire la résistance axiale ultime des assemblages en remplaçant la résistance de calcul des composants par leur résistance ultime :

$$N_{j,u} = \sum_i F_{u,i} \quad (70)$$

où  $N_{j,u}$  est la résistance ultime axiale de l'assemblage considéré et  $F_{u,i}$  la résistance ultime du composant "i" activé sous  $N$  obtenu en remplaçant  $B_{t,Rd}$  par  $B_{t,u}$ ,  $f_y$  par  $f_u$  et  $\gamma_{MO}$  par  $\gamma_{Mu}$  dans les règles prévues dans (EN 1993-1-8 2005).

### A.5.3 Méthode simplifiée pour la caractérisation des assemblages acier et mixtes avec platines d'about sous effort axial

En suivant le concept présenté en A.3.1 et en utilisant un facteur de réduction pour les conditions de charge de traction pure, (Röfle, 2013) a fourni une formule (relative au niveau de résistance ultime) pour le calcul de la capacité de l'assemblage dans des conditions de charge de traction pure :

$$N_{j,u} = k_j \cdot k_{j,T} \cdot F_{t,u} + F_{RFT,u} \quad (71)$$

Où :

$$k_j = 1,95 \left( \frac{t_{ep} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}} \right)^{0,25} \quad \text{Facteur de correction de l'assemblage}$$

$$k_{j,T} = \left( \left( \frac{m_x}{3,0 \cdot d_b} \right) \cdot \left( 1 - \frac{m}{p} \right) \right)^{0,25} \quad \text{Facteur de réduction pour la charge de traction}$$

$$F_{t,u} = A_s \cdot f_{ub} \quad \text{Limite en charge axiale des boulons (ruine)}$$

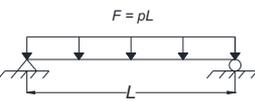
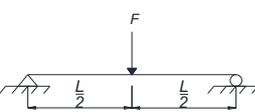
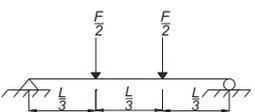
$$F_{RFT,u} = A_{s,RFT} \cdot f_{s,u} \quad \text{Limite en charge ultime des armatures}$$

## A.6 Outils tabulaires pour l'estimation de la réponse des systèmes SDOF

### A.6.1 Facteurs de transformation pour les poutres et les dalles unidirectionnelle

Pour déterminer la réponse des systèmes SDOF avec un comportement élasto-plastique, la résistance ultime  $R_m$ , les facteurs de charge ( $K_L$ ), les facteurs de masse ( $K_M$ ), les facteurs de masse de charge ( $K_{LM}$ ), la constante du ressort ( $k$ ) et les réactions dynamiques ( $V$ ), peut-être déterminé pour les poutres et les dalles unidirectionnelles à partir des tableaux suivants.

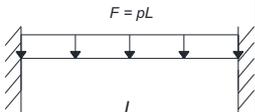
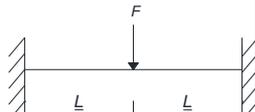
Tableau 66. Facteurs de transformation pour les poutres et les dalles unidirectionnelles - poutre simplement appuyées (Biggs et Biggs, 1964)

| Cas de charge   | Domaine de défo. | Facteur de charge $K_L$ | Facteur de masse $K_M$ |               | Facteur charge-masse $K_{LM}$ |               | Max. résistance $R_m$ | Constante du ressort $k$ | Réaction dynamique $V$ |
|---|------------------|-------------------------|------------------------|---------------|-------------------------------|---------------|-----------------------|--------------------------|------------------------|
|   |                  |                         | Masse concentr.*       | Masse unifor. | Masse concentr.*              | Masse unifor. |                       |                          |                        |
|  | Elastique        | 0.64                    | ...                    | 0.50          | ...                           | 0.78          | $\frac{8M_P}{L}$      | $\frac{384EI}{5L^3}$     | $0.39R+0.11F$          |
|   | Plastique        | 0.50                    | ...                    | 0.33          | ...                           | 0.66          | $\frac{8M_P}{L}$      | 0                        | $0.38R_m+0.12F$        |
|  | Elastique        | 1.0                     | 1.0                    | 0.49          | 1.0                           | 0.49          | $\frac{4M_P}{L}$      | $\frac{48EI}{L^3}$       | $0.78R-0.28F$          |
|   | Plastique        | 1.0                     | 1.0                    | 0.33          | 1.0                           | 0.33          | $\frac{4M_P}{L}$      | 0                        | $0.75R_m-0.25F$        |
|  | Elastique        | 0.87                    | 0.76                   | 0.52          | 0.87                          | 0.60          | $\frac{6M_P}{L}$      | $\frac{56.4EI}{L^3}$     | $0.525R-0.025F$        |
|   | Plastique        | 1.0                     | 1.0                    | 0.56          | 1.0                           | 0.56          | $\frac{6M_P}{L}$      | 0                        | $0.52R_m-0.02F$        |

\* Des parties égales de la masse concentrée sont regroupées à chaque charge concentrée.

Source : « Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons », Manuel du Corps des ingénieurs de l'armée américaine EM 1110-345-415, 1957.

Tableau 67. Facteurs de transformation pour poutres et dalles unidirectionnelles à double poutres fixes (Biggs et Biggs, 1964)

| Cas de charge   | Domaine de défo.    | Facteur de charge $K_L$ | Facteur de masse $K_M$ |               | Facteur charge-masse $K_{LM}$ |               | Max. résistance $R_m$          | Constante du ressort $k$ | Constante effective du ressort $k_E$ | Réaction dynamique $V$ |
|---|---------------------|-------------------------|------------------------|---------------|-------------------------------|---------------|--------------------------------|--------------------------|--------------------------------------|------------------------|
|   |                     |                         | Masse concentr.*       | Masse unifor. | Masse concentr.*              | Masse unifor. |                                |                          |                                      |                        |
|  | Elastique           | 0.53                    | ...                    | 0.41          | ...                           | 0.77          | $\frac{12M_{Ps}}{L}$           | $\frac{384EI}{L^3}$      | ....                                 | $0.36R+0.14F$          |
|   | Elastique-plastique | 0.64                    | ...                    | 0.50          | ...                           | 0.78          | $\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$ | $\frac{384EI}{5L^3}$     | $\frac{307EI}{L^3}$                  | $0.39R+0.11F$          |
|   | Plastique           | 0.50                    | ...                    | 0.33          | ...                           | 0.66          | $\frac{8}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$ | 0                        | ....                                 | $0.38R_m+0.12F$        |
|  | Elastique           | 1.0                     | 1.0                    | 0.37          | 1.0                           | 0.37          | $\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$ | $\frac{192EI}{L^3}$      | ....                                 | $0.71R-0.21F$          |
|   | Plastique           | 1.0                     | 1.0                    | 0.33          | 1.0                           | 0.33          | $\frac{4}{L}(M_{Ps} + M_{Pm})$ | 0                        | ....                                 | $0.75R_m-0.25F$        |

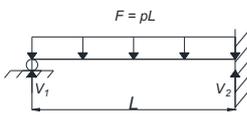
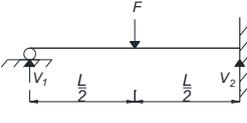
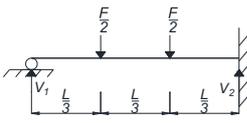
$M_{Ps}$  – Moment ultime à l'appui

$M_{Pm}$  – moment ultime à mi-travée

\* La masse concentrée est regroupée à la charge concentrée.

Source : « Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons », Manuel du Corps des ingénieurs de l'armée américaine EM 1110-345-415, 1957.

Tableau 68. Facteurs de transformation pour les poutres et les dalles unidirectionnelles à poutre simplement soutenue et fixe (Biggs et Biggs, 1964)

| Cas de charge  | Dom. de défo.         | Fact. de charge $K_L$ | Facteur de masse $K_M$ |               | Facteur charge-masse $K_{LM}$ |               | Max. résistance $R_m$           | Constante du ressort $k$ | Cons. Effect. du ressort $k_E$ | Réaction dynamique $V$                         |
|--|-----------------------|-----------------------|------------------------|---------------|-------------------------------|---------------|---------------------------------|--------------------------|--------------------------------|--|
|  |                       |                       | Masse concentr. *      | Masse unifor. | Masse concentr. *             | Masse unifor. |                                 |                          |                                |  |
|   | Elastique             | 0.58                  | ...                    | 0.45          | ...                           | 0.78          | $\frac{8M_{Ps}}{L}$             | $\frac{185EI}{L^3}$      | $\frac{160EI}{L^3}$            | $V_1 = 0.26R + 0.12F$<br>$V_2 = 0.43R + 0.19F$ |
|  | Elastique - plastique | 0.64                  | ...                    | 0.50          | ...                           | 0.78          | $\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$ | $\frac{384EI}{5L^3}$     |                                | $V = 0.39R + 0.11F \pm M_{Ps}/L$               |
|  | Plastique             | 0.50                  | ...                    | 0.33          | ...                           | 0.66          | $\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$ | 0                        |                                | $V = 0.38R_m + 0.12F \pm M_{Ps}/L$             |
|   | Elastique             | 1.0                   | 1.0                    | 0.43          | 1.0                           | 0.43          | $\frac{16M_{Ps}}{3L}$           | $\frac{107EI}{L^3}$      | $\frac{106EI}{L^3}$            | $V_1 = 0.25R + 0.07F$<br>$V_2 = 0.54R + 0.14F$ |
|  | Elastique - plastique | 1.0                   | 1.0                    | 0.49          | 1.0                           | 0.49          | $\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$ | $\frac{48EI}{L^3}$       |                                | $V = 0.78R - 0.28F \pm M_{Ps}/L$               |
|  | Plastique             | 1.0                   | 1.0                    | 0.33          | 1.0                           | 0.33          | $\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$ | 0                        |                                | $V = 0.75R_m - 0.25F \pm M_{Ps}/L$             |
|  | Elastique             | 0.81                  | 0.67                   | 0.45          | 0.83                          | 0.55          | $\frac{6M_{Ps}}{3L}$            | $\frac{132EI}{L^3}$      | $\frac{122EI}{L^3}$            | $V_1 = 0.17R + 0.17F$<br>$V_2 = 0.33R + 0.33F$ |
|  | Elastique - plastique | 0.87                  | 0.76                   | 0.52          | 0.87                          | 0.60          | $\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$ | $\frac{56EI}{L^3}$       |                                | $V = 0.525R - 0.025F \pm M_{Ps}/L$             |
|  | Plastique             | 1.0                   | 1.0                    | 0.56          | 1.0                           | 0.56          | $\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$ | ...                      |                                | $V = 0.52R_m - 0.02F \pm M_{Ps}/L$             |

$M_{Ps}$  – Moment ultime sur appui

$M_{Pm}$  – Moment ultime à mi-travée

\* Des parties égales de la masse concentrée sont regroupées à chaque charge concentrée.

Source : « Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons », Manuel du Corps des ingénieurs de l'armée américaine EM 1110-345-415, 1957.

## A.6.2 Déflexion maximale et temps de réponse maximal des systèmes SDOF élasto-plastiques

Pour déterminer la réponse du système SDOF avec un comportement élasto-plastique, la ductilité requise  $\mu$ , donnée par le rapport  $y_m/y_e$ , comme fonction de  $t_d/T_n$  est présenté sous forme de graphique, comme une famille de courbes  $R_m/F_m$ .

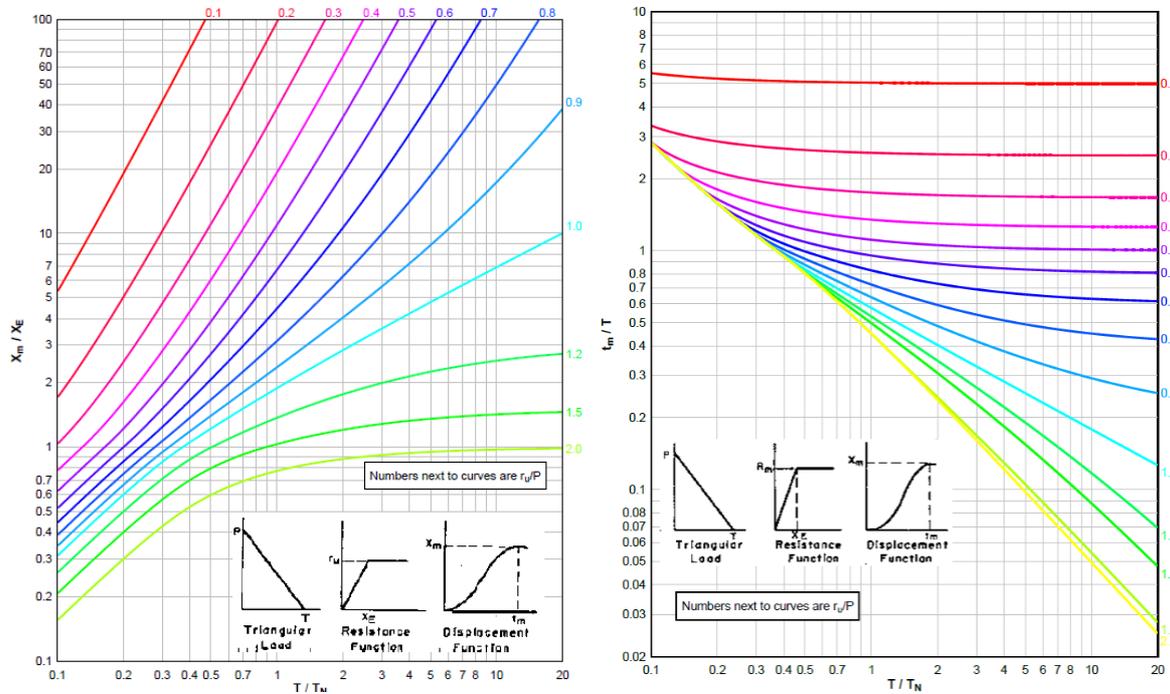


Figure 148. Flèche maximale (a) et temps de réponse maximal (b) Système élastoplastique à 1 DDL soumis à une charge triangulaire (DoD, 2008)

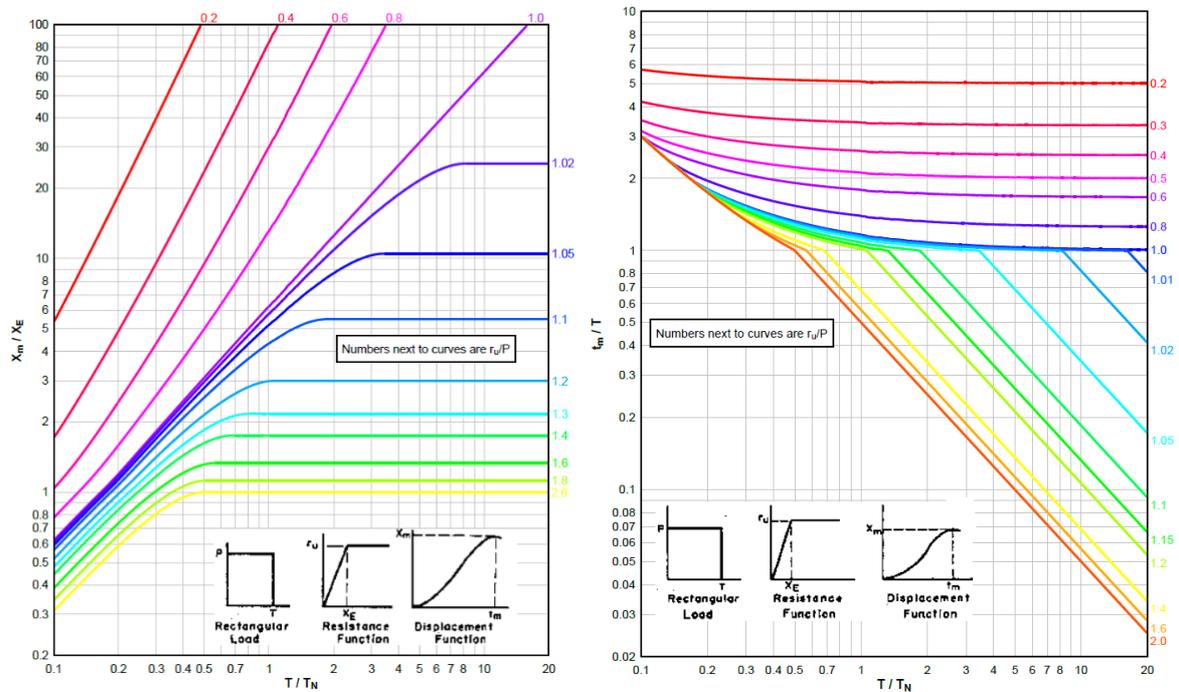


Figure 149. Flèche maximale (a) et temps de réponse maximal (b) du système SDOF élasto-plastique pour une charge rectangulaire (DoD, 2008)

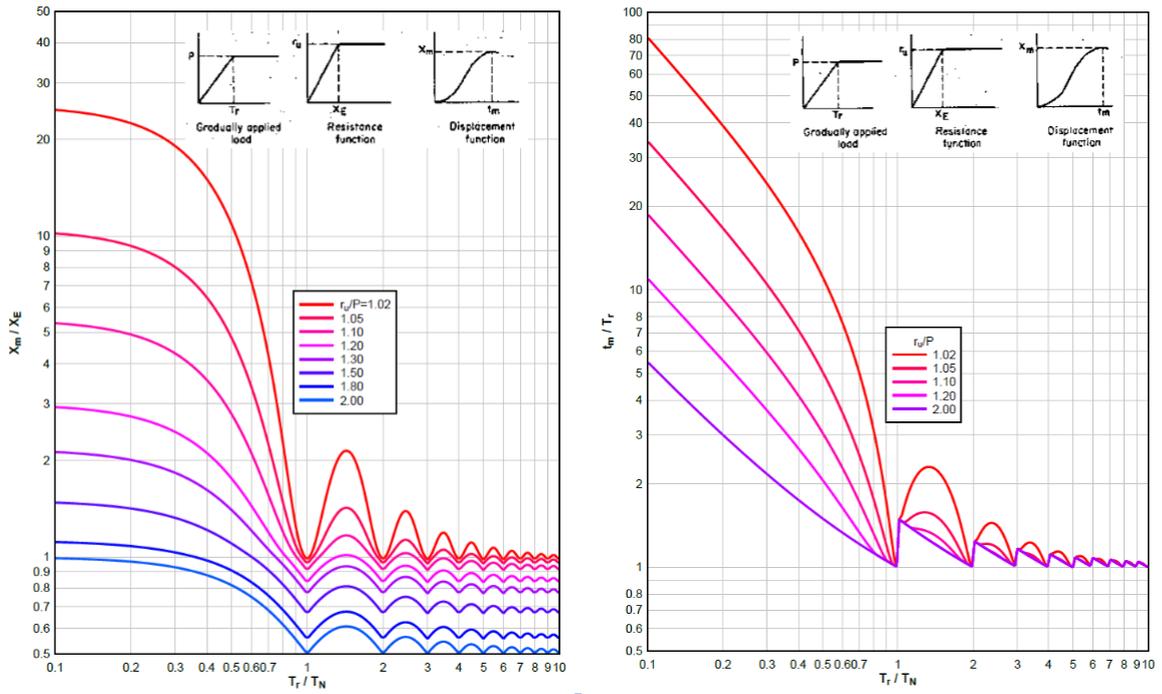


Figure 150. Flèche maximale (a) et temps de réponse maximal (b) du système SDOF élasto-plastique pour une charge appliquée graduellement

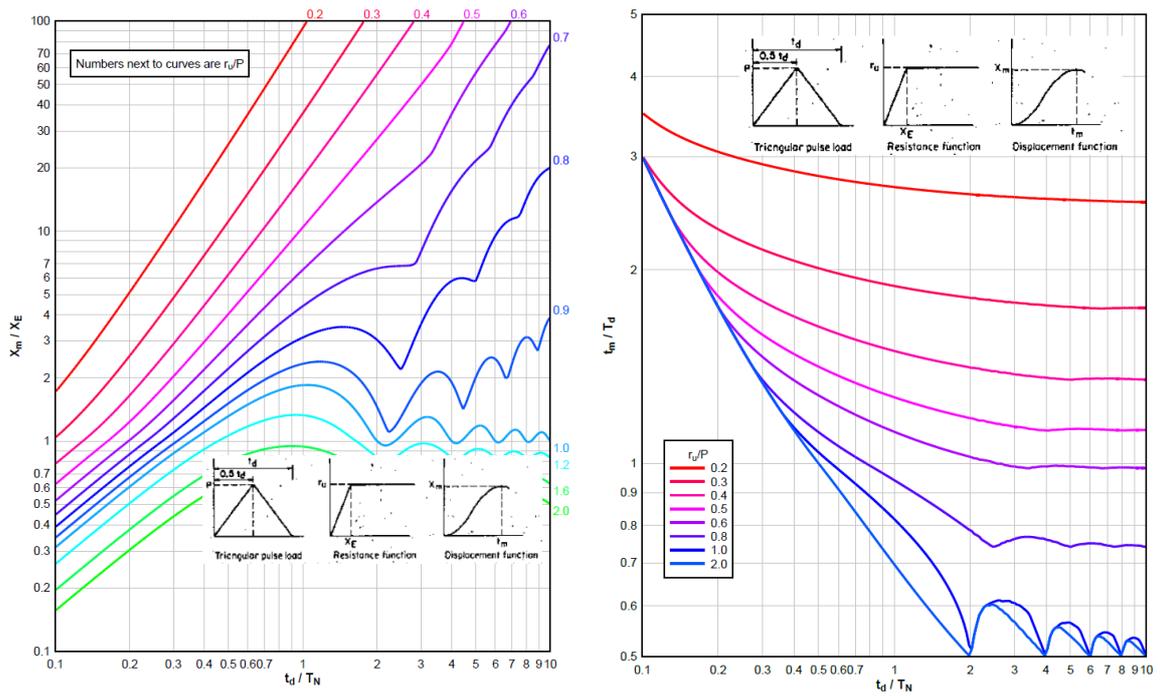


Figure 151. Déflexion maximale (a) et temps de réponse maximal (b) du système SDOF élasto-plastique pour une charge d'impulsion triangulaire

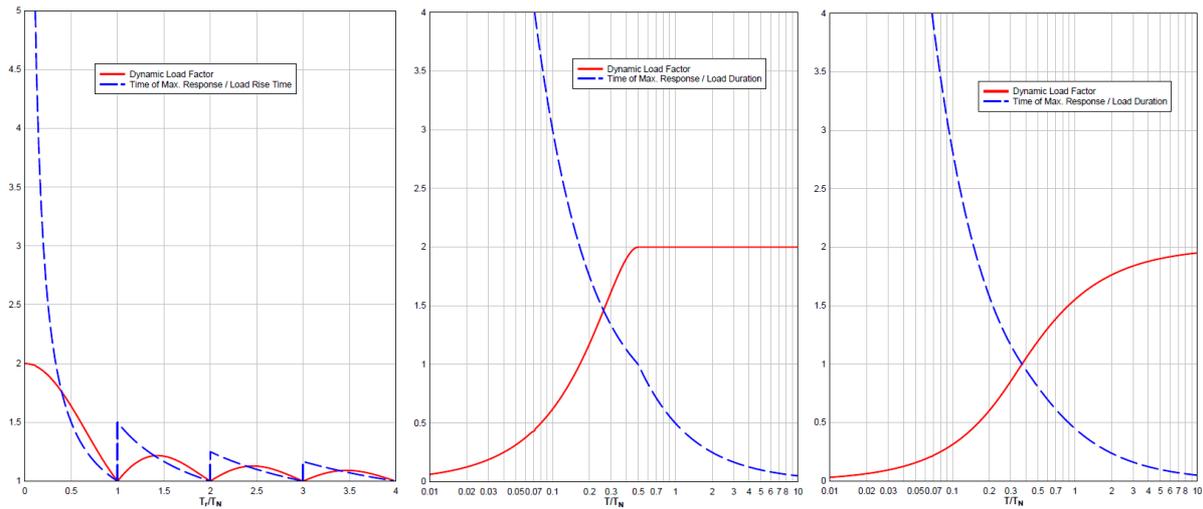


Figure 152. Réponse maximale du système élastique à un degré de liberté pour une charge appliquée graduellement (a), pour une charge rectangulaire (b) et pour une charge triangulaire (c)

## A.7 Méthode analytique simplifiée pour les structures 3D avec des assemblages simples

Les formules rapportées dans la section 5.3.2.2 pour prédire les forces membranaires et la rotation requise au niveau des assemblages de structures 2D supposant un effet diaphragme infiniment rigide provenant de la dalle peuvent être étendues aux structures 3D au moyen de petites adaptations. Pour les structures 3D, le sous-système à considérer devient celui présenté dans la Figure 153.

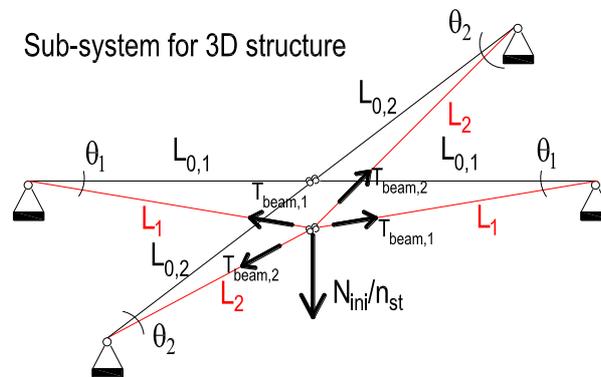


Figure 153. Sous-système pour les structures 3D

Pour ce sous-système, il est à nouveau possible de prédire sa réponse en utilisant les équations d'équilibre et en exprimant la compatibilité des déplacements. Dans ce système, quatre inconnues doivent être déterminées :  $T_{poutre,1}$ ,  $T_{poutre,2}$ ,  $\theta_1$  et  $\theta_2$ . Les systèmes d'équations obtenus sont fournis dans le tableau 69.

Tableau 69. Système d'équations pour les structures 3D avec des assemblages simples

| Structures 3D avec assemblages simples |  |
|--|--|
| Eq. 1                                  | $\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{poutre,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{poutre,2} \cdot \sin \theta_2$ |
| Eq. 2                                  | $T_{poutre,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$                                     |
| Eq. 3                                  | $T_{poutre,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$                                     |
| Eq. 4                                  | $L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$  |

où les paramètres géométriques sont définis dans la Figure 153,  $T_{poutre,1}$  et  $T_{poutre,2}$  sont les charges de traction dans les poutres dans les deux sens,  $A_1$  et  $A_2$  sont les sections des poutres dans les deux sens.

## A.8 Approche analytique avancée

Une approche analytique plus générale et détaillée a été développée et présentée dans (Huvelle et al., 2015). Ce modèle permet la prédiction de la réponse d'un cadre 2D avec des assemblages simples, à résistance partielle ou à résistance totale lorsque des forces membranaires se sont développées dans la partie directement affectée lors d'un scénario de perte de colonne.

Le modèle est fondé sur la définition d'une sous-structure et sur sa caractérisation par formule analytique (voir Figure 154) en adoptant les hypothèses suivantes :

- une perte de colonne progressive (statique) est supposée ;
- les rotules plastiques peuvent se développer dans les sections des poutres ou dans les assemblages poutre-poteau ;
- toutes les colonnes sont constituées d'un type de section unique, et il en est de même pour les poutres ;
- seule la perte des colonnes internes (c'est-à-dire les colonnes qui ne sont pas aux angles) est prise en compte ;
- aucune plastification ne se développe dans le reste de la structure, appelée partie indirectement affectée (c'est-à-dire que son comportement est supposé être infiniment élastique).

L'effet de la partie indirectement affectée sur la réponse de la partie directement affectée est simulé par la définition de ressorts horizontaux de chaque côté de chaque étage caractérisés par une raideur KH (comme le comportement de la partie indirectement affectée est supposé être entièrement élastique, seule une raideur est requise pour sa caractérisation). De plus, dans le modèle proposé, l'un des principaux paramètres affectant la réponse de la sous-structure est le comportement de la zone plastifiée qui apparaît d'abord sous le moment fléchissant, puis est soumise au moment fléchissant et à un effort axiale pendant que l'action caténaire se développe. Ces zones plastifiées sont simulées par un modèle de ressort multifibres comme illustré à la figure 154 avec des lois de comportement élastique-parfaitement plastique affectées à chaque ressort. L'utilisation de ce modèle de ressort multicouche permet d'envisager des situations pour lesquelles les zones plastifiées se développent

dans des sections de poutre ou au niveau d'assemblages poutre-poteau en utilisant les principes de la méthode des composants.

Le modèle analytique proposé consiste à résoudre un système de N équations à N inconnues définies dans le tableau 70. Ces équations ont été dérivées à l'aide des théorèmes statique et cinématique, c'est-à-dire exprimant l'équilibre du système et les compatibilités de déplacement. Ce système d'équations est facilement à résoudre à l'aide d'un logiciel mathématique. Grâce au modèle, les résultats suivants peuvent être obtenus :

- Déplacement vertical –  $u$ , en particulier :
  - Le déplacement maximum et ;
  - le déplacement résiduel
- Déformations au niveau de la zone plastifiée;
- Déflexions horizontales de l'IAP;
- Efforts internes dans le système.

Tableau 70. Système d'équations et d'inconnues pour le modèle analytique (Huvelle et al., 2015)

| Unknowns               | Number       | Equations  |
|------------------------|--------------|--|
| $u$                    | 1            | $u = \text{input data}$  |
| $\theta$               | $n_{st}$     | $\sin(\theta) = u / (L_0 - 2L + \Delta_L)$                               |
| $\delta$               | $n_{st}$     | $\cos(\theta) = (L_0 - 2L - \delta_H - 2\delta) / (L_0 - 2L + \Delta_L)$ |
| $\delta_{H,l}$         | $n_{st}$     | $\delta_{H,l}(n_{st} \times 1) = S_l(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$           |
| $\delta_{H,r}$         | $n_{st}$     | $\delta_{H,r}(n_{st} \times 1) = S_r(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$           |
| $\Delta_L$             | $n_{st}$     | $\Delta_L = F_H(L_0 - 2L) / (EA)$  |
| $M$                    | $n_{st}$     | $M = \sum F_i h_i$   |
| $F_H$                  | $n_{st}$     | $F_H = \sum F_i$   |
| $F_i (i = [1:6])$      | $6 * n_{st}$ | $F_i = f(\delta_i)$  |
| $\delta_i (i = [1:6])$ | $6 * n_{st}$ | $\delta_i = \delta + h_i \theta$   |
| $P$                    | $n_{st}$     | $-0.5P(L_0 - 0.5(\delta_{H,l} + \delta_{H,r})) + F_H u + 2M = 0$         |
| $P_{tot}$              | 1            | $P_{tot} = \sum P$   |

Où :

- les paramètres géométriques sont définis dans la Figure 154 ;
- $n_{st}$  est le nombre d'étages dans la partie directement affectée ;
- $F_i$  est la force axiale dans chaque ressort des modèles de ressorts multicouches ;
- $\delta_i$  est l'allongement de chaque ressort des modèles de ressorts multicouches ;
- $F_H$  est la force de traction appliquée au niveau des zones plastifiées ;
- $M$  est le moment fléchissant appliqué au niveau des zones plastifiées ;
- $\delta_{H,l}$  et  $\delta_{H,r}$  sont respectivement l'allongement du ressort horizontal à gauche et à droite de chaque étage ;
- $S_l$  et  $S_r$  sont respectivement les coefficients de flexibilité de la partie indirectement affectée à gauche et à droite de chaque étage (ces coefficients peuvent être obtenus grâce à une analyse élastique linéaire réalisée sur la partie indirectement affectée - voir (Huvelle et al., 2015) pour plus de détails) ;
- $P$  est la charge verticale supportée par chaque étage au niveau du poteau perdu et ;
- $P_{tot}$  est la charge associée à la perte de colonne.

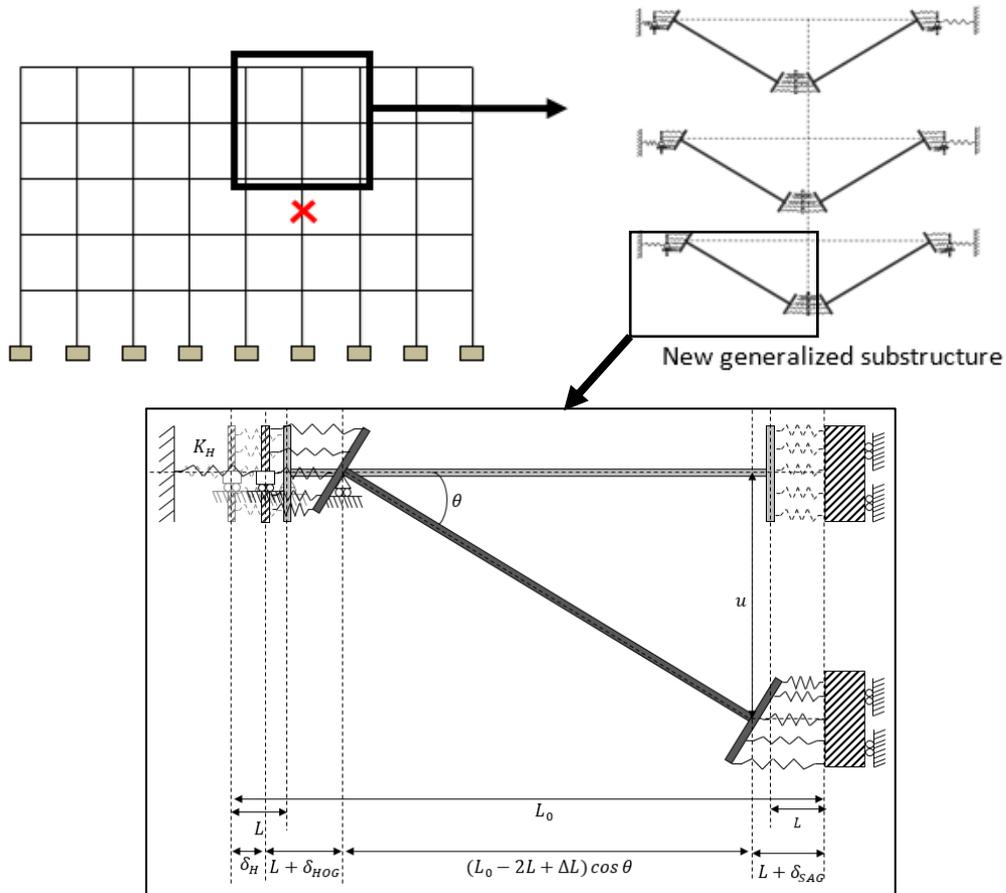


Figure 154. Définition des sous-structures (Huvelle et al., 2015)

Dans (Kulik, 2014) et (Ghimire, 2016), il a été montré comment ce modèle peut-être étendu à des structures 3D constituées d'éléments linéaires. L'extension du modèle analytique consiste à considérer la réponse d'une structure 3D comme la somme de la réponse de deux trames 2D se coupant au niveau de la colonne de perte comme illustré sur la figure 155 et exprimant la compatibilité de déplacement au point de perte de la colonne.

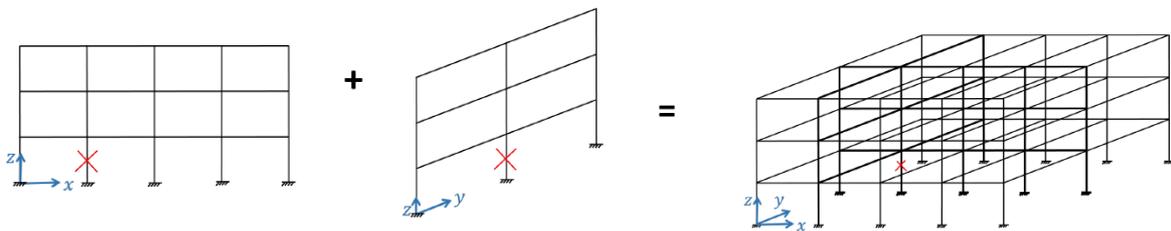


Figure 155. Superposition de la réponse longitudinale et transversale du portique pour obtenir la réponse 3D (Jacques, 2019)

La partie directement affectée est vérifiée pour l'état de contraintes et de déformations résultant du modèle analytique pour le déplacement maximum. Comme mentionné dans la section 5.1, des forces de compression peuvent également se développer dans les poutres supérieures de la partie directement affectée en plus des moments fléchissants. Ainsi, dans certains cas, les poutres aux niveaux supérieurs doivent être vérifiées en tant que poutres-colonnes pour la stabilité.

De plus, dans le modèle analytique, aucune limite de déformation n'est incluse. En conséquence, la capacité de déformation des différentes zones cédées du DAP doit-être vérifiée pour la flèche verticale maximale obtenue grâce au modèle analytique lorsque  $P_{tot}$  est égal à  $N_{ini}$  (voir Section 5.3.2).

La partie indirectement affectée doit également être vérifiée pour l'état des contraintes et des déformations associées au déplacement maximal observé, c'est-à-dire lorsque la colonne est supposée perdue est entièrement supprimée. Connaissant les efforts internes aux extrémités du modèle de sous-structure, il est alors possible de prédire les efforts internes dans le PAI en appliquant à ce dernier les efforts aux extrémités de chaque étage de la sous-structure. Le contrôle de l'IAP est alors effectué selon l'Eurocode 3 et/ou l'Eurocode 4. Une attention particulière doit être portée aux poteaux proches du poteau perdu, qui supportent des efforts de compression axiale supplémentaires mais aussi des moments fléchissants provenant du développement des forces membranaires dans le système. Aussi, les assemblages aux extrémités des poutres du PAI doivent être vérifiés car ils sont soumis à des efforts axiaux supplémentaires associés au développement des efforts membranaires dans le PAI (voir Section 2.2.2).

## Partie 4 – Références

- Adam, J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., and Lu, X., 2018. Research and Practice on Progressive Collapse and Robustness of Building Structures in the 21st Century. *Engineering Structures* 173: 122–149.
- Alhasawi, A., Guezouli, S, and Couchaux, M., 2017. Component-Based Model Versus Stress-Resultant Plasticity Modelling of Bolted End-Plate Assemblage: Numerical Implementation. *Structures* 11: 164–177. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.05.004>
- Applied Science International, 2021. Extreme Loading for Structures Theoretical Manual, Version 8.
- Arup, 2011. Review of International Research on Structural Robustness and Disproportionate Collapse. Department for Communities and Local Government, London, UK.
- ASCE, 2017a. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE, 2017b. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.
- ASCE 7-05, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (No. ASCE 7-05). American Institute of Steel Construction.
- Bailey, C.G., 2001. Membrane Action of Unrestrained Lightly Reinforced Concrete Slabs at Large Displacements. *Engineering Structures* 23 (5): 470–483. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(00\)00064-X](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00064-X)
- Biggs, J.M., and Biggs, J., 1964. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill College.
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997a. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997b. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. [https://doi.org/10.1016/S0304-3894\(97\)81620-2](https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2)
- Brasseur, M., Franssen, J.M., Hanus, F., Nadjai, A., Obiala, R., Pintea, D., Sanghoon, H., Scifo, A., Thauvoye, C., and Vassart, O., 2018. Temperature Assessment of a Vertical Steel Member Subjected to Localised Fire (LOCAFI). <https://doi.org/10.2777/67601>
- Burnett, E.F.P., 1975. Abnormal Loading and Building Safety. *Special Publication* 48: 141–190. <https://doi.org/10.14359/17863>
- Cadorin, J.-F., 2003. Compartment Fire Models for Structural Engineering. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- CEB, 1988. Concrete Structures under Impact and ImpELUive Loading (CEB-Bulletin d'information, NO. 187). Comité Euro-International Du Béton. Dubrovnik, Croatia.
- CEN/TC250/SC4, 2020. N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements.
- CEN/TC250/WG6, 2020. Report of Project Team WG6.T2 Robustness Rules in Material Related Eurocode Parts. CEN.
- CSA, 1991. Risk Analysis Requirements and Guidelines. Canadian Standards Association.
- Demonceau, J.-F. 2008. Steel and Mixte Building Frames: Sway Response under Conventional Loading and Developmet of Membrane Effects in Beams Further to an Exceptional Action. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.
- Demonceau, J.-F., Cerfontaine, F., and Jaspert, J.-P., 2019. Resistance of Steel and Mixte Assemblages under Combined Axial Force and Bending Including Group Effects: Analytical Procedures and Comparison with Laboratory Tests. *Journal of Constructional Steel Research* 160: 320–331. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.030>
- Demonceau, J.-F., D'Antimo, M., and Jaspert, J.-P., 2018. Robustness of Steel Structures Subjected to a Column Loss Scenario, in *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an*

- Integrated Vision*. Presented at the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Ghent, Belgium. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/229100>
- Demonceau, J.-F., Huvelle, C., Comelieu, L., Van Hoang, L., Jaspard, J.-P., Fang, C., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., Haremza, C., Santiago, A., da Silva, L.S., Zhao, B., Taillefer, N., Dhima, D., Gens, F., and Obiala, R., 2013. Robustness of Car Parks against Localised Fire (Robustfire). Grant Agreement Number RFSR-CT-2008-00036, Final Report, EUR. European Commission.
- Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspard, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Elghazouli, A., Khail, Z., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dubina, D., Dinu, F., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE Project - D1-2 - Background Document. RFCS Deliverable.
- Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I.M., and Neagu, C., 2015. CODEC: Structural Conception and Collapse Control Performance Based Design of Multistory Structures under Accidental Actions - Final Report. Timisoara, Romania. [https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec\\_files/4.5.pdf](https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec_files/4.5.pdf)
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Khalil, A., and De Iuliis, E., 2018. Factors Affecting the Response of Steel Columns to Close-in Detonations. In, 873–880. Editorial Universitat Politècnica de València.
- Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Petran, I., Pastrav, M., Sigauan, A., Ciutina, A., 2016. Experimental testing of 3D steel frame with mixte beams under column loss, in: *The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, pp. 691–698.
- DoD, 2008. UFC 3-340-02: Unified facilities criteria: Structures to resist the effects of accidental explosions. United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- DoD, 2016. UFC 04-023-03: Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse, with change 3 (No. UFC 04-023-03). United States Department of Defense, Washington (DC), US.
- Duarte da Costa, J., 2018. Structural properties of steel – concrete mixte assemblages. Luxembourg, Luxembourg.
- Dubina, D., Marginean, I.M., Dinu, F., 2019. Impact modelling for progressive collapse assessment of selective rack systems. *Thin-Walled Structures* 143, 106201. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106201>
- ECCS, 2009. European Recommendations for the Design of Simple Assemblages in Steel Structures: Eurocode 3, Part 1-8.
- Elghazouli, A., Khalil, Z., Demonceau, Marginean, I.M., Golea, T., Jaspard, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dinu, F., Jakab, D., Dubina, D., Obiala, R., and Candeias, M., 2021. FAILNOMORE - D2.1 - Derivation of Practice-Oriented Design Guidelines. RFCS Deliverable.
- Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., Carino, N.J., 2007. NISTIR 7396: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (No. NISTIR 7396). US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.
- EN 1990, 2002. Eurocode - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-2, 2002. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1-7, 2006. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1992-1-1, 2005. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

- EN 1992 1-2, 2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-8, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of assemblages. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1993-1-14, 2020. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-14: General rules - Design assisted by finite element analysis. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4 - Design of mixed steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1994-1-2, 2005. Eurocode 4 - Design of Mixed Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1998-1, 2004. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General Rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- FEMA P-2090, 2021. Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time. Federal Emergency Management Agency.
- Ghimire, A., 2016. Robustness of 3D steel structures further to a column loss: identification of structural requirements through parametrical studies. University of Liege.
- GSA, 2003. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. General Services Administration, Washington DC, US.
- GSA, 2016. Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Rev.1. General Services Administration, Washington DC, US.
- Gudmundsson, G.V., and Izzuddin, B.A., 2010. The 'Sudden Column Loss' Idealisation for Disproportionate Collapse Assessment. *The Structural Engineer* 88 (6): 22–26.
- Hall, S., 2017. Rules of Thumb for Chemical Engineers. Butterworth-Heinemann.
- Harris, R. J., and Wickens, M. J., 1989. Understanding Vapour Cloud Explosions: An Experimental Study. Institution of Gas Engineers.
- Hognestad, E., 1953. Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal Proceedings* 49 (3): 637–656. <https://doi.org/10.14359/11842>
- Huvelle, C., Hoang, V.-L., Jaspard, J.-P., Démonceau, J.-F., 2015. Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss. *Engineering Structures* 86, 33–42. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.018>
- ICC, 2018. International Building Code (IBC). International Code Council.
- Izzuddin, B.A., 2010. Robustness by design – Simplified progressive collapse assessment of building structures. *Stahlbau* 79, 556–564. <https://doi.org/10.1002/stab.201001350>
- Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework. *Engineering Structures* 30: 1308–1318. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011>
- Jacques, M., 2019. Robustness of Steel Frames Further to a Column Loss: Development of Analytical Methods for Practitioners. University of Liege.
- Jaspard, J.P., Pietrapertosa, C., Weynand, K., Busse, E., Klinkhammer, R., Grimault, J.P., 2005. Development of a Full Consistent Design Approach for Bolted and Welded Assemblages in Building Frames and Trusses between Steel Members Made of Hollow and/or Open Sections- Application of the Component Method. Application of the Component Method. Draft Final Report 1.
- Jaspard, J.-P., Corman, A., and Démonceau, J.-F., 2019. Ductility Assessment of Structural Steel and Mixed Assemblages. <https://orbi.uliege.be/handle/2268/239363>

- Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., Renkin, Sandra, Guillaume, M.L., 2009. European Recommendations for the Design of Simple Assemblages in Steel Structures, First Edition. 126. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
- Jaspart, J.-P., and Weynand, K., 2016. Design of Assemblages in Steel and Mixte Structures; Eurocode 3: Design of Steel Structure, Part 1-8 - Design of Assemblages; Eurocode 4: Design of Mixte Steel and Concrete Structures, Part 1-1 - General Rules and Rules for Building. Ernst & Sohn.
- Johnson, G., and Cook, W., 1983. A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures. In: *Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. The Hague, The Netherlands.
- JRC, 2012. Progressive Collapse Risk Analysis: Literature Survey, Relevant Construction Standards and Guidelines. JRC Technical Reports. Institute for the Protection and the Security of the Citizen, Luxembourg. <https://data.europa.eu/doi/10.2788/70141>
- Keller, N., 2019. Robustheit von Stahl-und Verbundrahmen durch gezielte Knotenausbildung. University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Keller, N., Rölle, L., Kuhlmann, U., 2021. Design of steel and mixte assemblages for ductility and robustness. In preparation.
- Kingery, C., Bulmash, G., 1984. Technical report ARBRL-TR-02555: air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst. (No. AD-B082 713). Aberdeen Proving Ground, MD: U.S. Army Ballistic Research Laboratory.
- Kuhlmann, U., Jaspart, J.P., Vassart, O., Weynand, K., Zandonini, R., 2008. Robust structures by assemblage ductility. RFCS Publishable Report Contract-No RFS-CR-04046.
- Kuhlmann, U., Hoffmann, N., Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., Zandonini, R., Baldassino, N., Hoffmeister, B., Colomer, C., Korndorfer, J., Hanus, F., Charlier, M., Hjjaj, M., Guezouli, S., 2017. Robust impact design of stel and mixte building structures (ROBUSTIMPACT). European Commission.
- Kulik, S., 2014. Robustness of Steel Structures–Consideration of Couplings in a 3D Structure. University of Liege.
- Landolfo, R., D’Aniello, M., Costanzo, S., Tartaglia, R., Demonceau, J.-F., Jaspart, J.-P., Stratan, A., Jakab, D., Dubina, D., Elghazouli, A., Bompa, D., 2018. EqualJoints PLUS Volume with information brochures for 4 seismically qualified assemblages, 124.
- Laszlo, R., Dinu, F., Gheorghiosu, E., Marginean, I., Kovacs, A., 2020. Local and global effects in steel buildings frames due to blast load, in: SGEM GEOCONFERENCE.
- Lemaire, F., 2010. Study of the 3D Behaviour of Steel and Mixte Structures Further to a Column Loss (in French). University of Liege.
- Malvar, L.J., Crawford, J.E., 1998. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Seminar. Orlando, Florida, United States, 18.
- Nethercot, D.A., Stylianidis, P., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., 2010. Resisting progressive collapse by the use of tying resistance. Presented at the 4th International Conference on Steel & Mixte Structures, Sydney, Australia.
- ODPM, 2013. The Building Regulations 2010, Part A, Schedule 1: A3: Disproportionate collapse. Office of the Deputy Prime Minister, London, UK.
- Polese, M., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Residual capacity of earthquake damaged buildings, in: *Proceedings of the 15 Th World Conference on Earthquake Engineering*. 24–28.

- prEN 1990:2019, 2019. Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardisation, Brussels.
- prEN 1998-1-2:2019.3, 2019. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.
- RFCS, 2017. *INNOSEIS Valorization of Innovative Anti-Seismic Devices*.
- Rölle, L., 2013. Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Schäfer, M., 2005. Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Somes, N. F., 1973. Abnormal Loading on Buildings and Progressive Collapse, in Building Practices for Disaster Mitigation (Wright, Kramer and Culver, Eds.). *Building Science*.
- Starossek, U., 2006. Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International* 16 (2): 113–117.
- Starossek, U., 2007. Disproportionate Collapse: A Pragmatic Approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* 160 (6): 317–25. <https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.6.317>
- Starossek, U., 2009. Progressive Collapse of Structures. Vol. 153. Thomas Telford, London.
- Starossek, U., 2018. Progressive Collapse of Structures, Second Edition. ICE Publishing. <https://doi.org/10.1680/pcos.61682>
- Starossek, U., and Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24 (6): 519–258. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000138](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138)
- Starossek, U., and Haberland, M., 2012. Robustness of Structures. *International Journal of Lifecycle Performance Engineering* 1: 3–21.
- Stylianidis, P., 2011. Progressive Collapse Response of Steel and Mixte Buildings. Imperial College London. <http://spiral.imperial.ac.uk/handle/10044/1/9111>
- Tagel-Din, H., and Meguro, K., 2000. Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures. *Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE* 17 (2).
- UN SaferGuard. Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator | International Ammunition Technical Guidelines. <https://unsafeguard.org/un-safeguard/kingery-bulmash>
- Vermeylen, M., 2021. Robustness of Steel Structures - Study of the Applicability of Innovative Methods on Real Structures. University of Liège, Belgium.
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2008. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss—Part II: Application. *Engineering Structures* 30 (5): 1424–38. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.08.011>
- Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2009. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Failed Floor Impact. *Engineering Structures* 31 (7): 1522–1534. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.009>
- Vlassis, A.G., 2007. Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings. Imperial College London. <http://hdl.handle.net/10044/1/1342>
- Vogel, T., Kuhlmann, U., and Rölle, L., 2014. Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. In *Stahlbau-Kalender 2014: Eurocode 3 - Grundnorm, Außergewöhnliche Einwirkungen*.
- Vrouwenvelder, A., Stieffel, U., and Harding G., 2005. Eurocode 1, Part 1.7 Accidental actions - Background document.

- Way, A.G.J., 2011. Structural Robustness of Steel Framed Buildings. Steel Construction Institute.
- Weynand, K., Jaspard, J.-P., Zhang, L., 2015. Component method for tubular assemblages, CIDECT project 16F, report 16F-3/15, Final report.
- Zandonini, R., Baldassino, N., and Freddi, F., 2014. Robustness of steel-concrete flooring systems An experimental assessment. *Stahlbau* 83: 608–13.  
<https://doi.org/10.1002/stab.201410192>

La robustesse des structures visant l'atténuation de l'effondrement progressif est une considération de sécurité spécifique qui est maintenant abordée dans les codes et les normes modernes, y compris les Eurocodes, et qui exige une attention particulière de tous les professionnels impliqués dans l'industrie de la construction, y compris les architectes, les bureaux d'études, les constructeurs, les agents de contrôle et les gestionnaires d'assurance. L'importance d'une conception visant la robustesse a été reconnue à la suite des catastrophes mondiales telles que l'effondrement des tours du World Trade Center à New York le 11 septembre 2001 et le besoin de règles de conceptions pratiques s'est fait ressentir à cette occasion. En effet, la disponibilité de directives pratiques adressées aux différents professionnels de la construction et couvrant des situations spécifiques d'utilisation et de risque pour les bâtiments contribue à redonner confiance dans la sécurité des constructions métalliques et mixtes acier-béton.

Au cours de la dernière décennie, un nombre important de projets de recherche portants sur la réponse structurelle des bâtiments en acier et mixtes sous diverses situations de chargement exceptionnelles (impact, feu, tremblement de terre...) ont été menés, notamment en Europe et aux Etats-Unis. A l'issue de ces récentes actions scientifiques, différentes approches de conception ont été proposées pour atténuer le risque d'effondrement progressif en tenant compte de tout le potentiel des matériaux utilisés dans les structures en acier et mixte acier-béton.



ECCS  
CECM  
EKS

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK  
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE  
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

[publications@steelconstruct.com](mailto:publications@steelconstruct.com) | [www.steelconstruct.com](http://www.steelconstruct.com)

L'objectif du projet intitulé "Atténuation du risque d'effondrement progressif des charpentes métalliques et mixtes acier-béton- FAILNO-MORE" est de consolider les connaissances développées dans les recherches susmentionnées et de les transformer en recommandations et directives pratiques. L'ensemble des directives de conception pratiques et conviviales envisagées dans le projet se concentre sur les structures en acier et mixte soumises à des sollicitations exceptionnelles non identifiées ou identifiées telles que les impacts, les explosions, les incendies et les tremblements de terre ; il se réfère également aux documents normatifs disponibles afin de former en soi une méthodologie de conception européenne communément acceptée. Le projet a été financé pendant 24 mois (à partir de juillet 2020) par le Fonds de recherche du charbon et de l'acier (RFCS) dans le cadre de la convention de subvention n° 899371.

Les lignes directrices de conception ainsi développées sont promues par la préparation d'un manuel de conception mis à disposition en anglais, portugais, allemand, italien, roumain, tchèque, polonais, néerlandais, espagnol et français, qui sera présenté dans le cadre d'ateliers nationaux organisés dans 11 pays européens avant la fin juin 2022.