



PROGRAMME D'ACCOMPAGNEMENT DES PROFESSIONNELS
« Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 »
www.reglesdelart-grenelle-environnement-2012.fr

GUIDE

**BALCONS ET COURSIVES
MÉTALLIQUES RAPPORTÉS**

CONCEPTION ET MISE EN ŒUVRE

MAI 2013

NEUF

ÉDITO

Le Grenelle Environnement a fixé pour les bâtiments neufs et existants des objectifs ambitieux en matière d'économie et de production d'énergie. Le secteur du bâtiment est engagé dans une mutation de très grande ampleur qui l'oblige à une qualité de réalisation fondée sur de nouvelles règles de construction.

Le programme « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » a pour mission, à la demande des Pouvoirs Publics, d'accompagner les quelque 370 000 entreprises et artisans du secteur du bâtiment et l'ensemble des acteurs de la filière dans la réalisation de ces objectifs.

Sous l'impulsion de la CAPEB et de la FFB, de l'AQC, de la COPREC Construction et du CSTB, les acteurs de la construction se sont rassemblés pour définir collectivement ce programme. Financé dans le cadre du dispositif des certificats d'économies d'énergie grâce à des contributions importantes d'EDF (15 millions d'euros) et de GDF SUEZ (5 millions d'euros), ce programme vise, en particulier, à mettre à jour les règles de l'art en vigueur aujourd'hui et à en proposer de nouvelles, notamment pour ce qui concerne les travaux de rénovation. Ces nouveaux textes de référence destinés à alimenter le processus normatif classique seront opérationnels et reconnus par les assureurs dès leur approbation ; ils serviront aussi à l'établissement de manuels de formation.

Le succès du programme « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » repose sur un vaste effort de formation initiale et continue afin de renforcer la compétence des entreprises et artisans sur ces nouvelles techniques et ces nouvelles façons de faire. Dotées des outils nécessaires, les organisations professionnelles auront à cœur d'aider et d'inciter à la formation de tous.

Les professionnels ont besoin rapidement de ces outils et « règles du jeu » pour « réussir » le Grenelle Environnement.

Alain MAUGARD

Président du Comité de pilotage du Programme
« Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 »
Président de QUALIBAT



PROGRAMME D'ACCOMPAGNEMENT DES PROFESSIONNELS

« Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 »

Ce programme est une application du Grenelle Environnement. Il vise à revoir l'ensemble des règles de construction, afin de réaliser des économies d'énergie dans le bâtiment et de réduire les émissions de gaz à effet de serre.

www.reglesdelart-grenelle-environnement-2012.fr

AVANT-PROPOS

Afin de répondre au besoin d'accompagnement des professionnels du bâtiment pour atteindre les objectifs ambitieux du Grenelle Environnement, le programme « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » a prévu d'élaborer les documents suivants :

Les Recommandations Professionnelles « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » sont des documents techniques de référence, préfigurant un avant-projet NF DTU, sur une solution technique clé améliorant les performances énergétiques des bâtiments. Leur vocation est d'alimenter soit la révision d'un NF DTU aujourd'hui en vigueur, soit la rédaction d'un nouveau NF DTU. Ces nouveaux textes de référence seront reconnus par les assureurs dès leur approbation.

Les Guides « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » sont des documents techniques sur une solution technique innovante améliorant les performances énergétiques des bâtiments. Leur objectif est de donner aux professionnels de la filière les règles à suivre pour assurer une bonne conception, ainsi qu'une bonne mise en œuvre et réaliser une maintenance de la solution technique considérée. Ils présentent les conditions techniques minimales à respecter.

Les Calepins de chantier « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » sont des mémentos destinés aux personnels de chantier, qui illustrent les bonnes pratiques d'exécution et les dispositions essentielles des Recommandations Professionnelles et des Guides « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 ».

Les Rapports « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » présentent les résultats soit d'une étude conduite dans le cadre du programme, soit d'essais réalisés pour mener à bien la rédaction de Recommandations Professionnelles ou de Guides.

Les Recommandations Pédagogiques « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » sont des documents destinés à alimenter la révision des référentiels de formation continue et initiale. Elles se basent sur les éléments nouveaux et/ou essentiels contenus dans les Recommandations Professionnelles ou Guides produits par le programme.

L'ensemble des productions du programme d'accompagnement des professionnels « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » est mis gratuitement à disposition des acteurs de la filière sur le site Internet du programme : <http://www.reglesdelart-grenelle-environnement-2012.fr>



Sommaire

1 - Introduction	5
2 - Objet du guide	6
2.1. • Contenu du guide.....	6
2.2. • Domaine d'application du guide	7
3 - Terminologie, définitions	8
3.1. • Structure porteuse	8
3.2. • Balcons métalliques rapportés	8
3.3. • Coursives métalliques rapportées.....	10
3.4. • Ponts thermiques.....	11
3.5. • Rupteurs de ponts thermiques	13
4 - Conception.....	15
4.1. • Prescriptions générales	15
4.2. • Chargement sur les balcons et les coursives	24
4.3. • Dimensionnement structural	34
4.4. • Evaluation et qualification des rupteurs thermiques.....	43
4.5. • Sécurité incendie.....	49
4.6. • Etanchéité à l'eau	54
4.7. • Accessibilité	58
4.8. • Isolation acoustique.....	59
4.9. • Durabilité / Entretien.....	59
5 - Mise en œuvre	62
5.1. • Interface entre les intervenants.....	62
5.2. • Prescriptions générales – Documentation	63
5.3. • Support et fixation	64
5.4. • Mise en œuvre de l'élément rapporté.....	68
5.5. • Enveloppe du bâtiment	71
5.6. • Caractéristiques et tolérances de l'ouvrage fini	72
6 - Annexes.....	73
6.1. • Annexe A : Documents de références.....	73
6.2. • Annexe B : Eléments normatifs pour le dimensionnement structural	77
6.3. • Annexe C : Valeurs réglementaires pour le calcul des charges sismiques.....	91
6.4. • Annexe D : Exigences réglementaires en matière de performance au feu.....	94
6.5. • Annexe E : Méthode des flammes extérieures.....	99
6.6. • Annexe F : Exemple de calcul thermique.....	103
6.7. • Annexe G : Exemple de calcul structural	105

Introduction

1



Le programme « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » est destiné à accompagner les professionnels du bâtiment et les aider à atteindre les objectifs fixés dans le Grenelle de l'environnement aussi bien pour les constructions neuves, notamment avec la nouvelle réglementation thermique RT 2012, que pour la rénovation des bâtiments existants.

En plus d'exigences de résultats assez ambitieuses, entre autres une consommation d'énergie maximale de 50 kWh_{ep}/(m².an) en moyenne (modulable en fonction de l'usage, de la localisation, etc.), la RT 2012 a renforcé les exigences sur les ponts thermiques. Les déperditions par l'ensemble des ponts thermiques de liaison par m² de SHON_{RT} ne devraient pas dépasser 0,28 W/(m².K). De plus, le coefficient de transmission thermique linéique moyen des liaisons entre les planchers intermédiaires et les murs (y compris les balcons) ne devrait pas excéder 0,6 W/(ml.K). Ces exigences rendent nécessaire la correction de l'ensemble des ponts thermiques de l'enveloppe du bâtiment.

Les exigences de la réglementation thermique RT 2012 et les règles d'accessibilité pour les personnes à mobilité réduite devraient fortement développer l'utilisation de structures métalliques rapportées, notamment les balcons et les coursives.

Dans le cas d'un bâtiment isolé par l'extérieur, ces structures métalliques rapportées, désolidarisées du bâtiment, permettent de réduire les ponts thermiques par rapport à des constructions traditionnelles. Elles permettent aussi de respecter les exigences de la réglementation accessibilité pour ce qui concerne l'accès aux locaux par les balcons et les coursives, grâce à un ajustement en hauteur assez facile.

Or, des précautions particulières doivent être prises pour la conception et la mise en œuvre de ce type de structures afin d'assurer la conformité aux exigences que ce soit sur le plan thermique ou au regard d'autres aspects tels que la stabilité structurale, la sécurité incendie ou la résistance sismique.



2

Objet du guide



Ce guide a pour but de donner les moyens aux professionnels du bâtiment pour répondre aux enjeux induits par la nouvelle réglementation thermique RT 2012 (et notamment au développement de l'isolation par l'extérieur) qui va tendre à généraliser l'utilisation de structures métalliques rapportées. Les structures rapportées en façade (ou encore désolidarisées) visées dans ce guide sont les balcons et les coursives métalliques.

La mise en œuvre d'un balcon ou d'une coursive métallique rapportée, dans un bâtiment avec isolation par l'extérieur, permet de réduire les ponts thermiques par rapport à un balcon traditionnel (sans rupteurs thermiques). L'utilisation de rupteurs de ponts thermiques au niveau des fixations peut aussi être envisagée.



Les rupteurs thermiques constituent actuellement une solution non traditionnelle, notamment pour le domaine d'emploi du présent guide. Il convient d'apprécier dès la phase de conception leur influence sur la résistance structurale et la mise en œuvre de la liaison entre l'élément rapporté et le bâtiment support. L'utilisation de ces rupteurs doit être justifiée par une étude thermique réalisée en amont.

2.1. • Contenu du guide

Après une description des conceptions les plus courantes de balcons et coursives métalliques rapportés, ce guide donne les prescriptions minimales nécessaires dans la conception et la mise en œuvre de ces structures rapportées sur des bâtiments neufs, avec ou sans rupteurs thermiques.

2.2. • Domaine d'application du guide

Ce guide traite principalement des aspects thermiques, structuraux, sismiques et de sécurité incendie des conceptions les plus courantes de balcons et coursives métalliques rapportés, destinés à être mis en œuvre sur des bâtiments neufs en France métropolitaine. Les structures visées sont essentiellement en acier, mais l'emploi de l'aluminium est également envisagé.

Ces structures sont destinées à être supportées par des planchers béton ou une charpente métallique. Le guide donne également des recommandations sur l'accessibilité pour les personnes handicapées, l'isolation acoustique et l'étanchéité à l'eau.

Le présent guide s'intéresse aux balcons et coursives ouverts sur l'extérieur. Les espaces fermés sur ossatures rapportées ne sont pas concernés.



3

Terminologie, définitions



3.1. • Structure porteuse

Dans le présent guide, on distingue deux ensembles d'éléments réalisant la structure porteuse du balcon ou de la coursive :

- Support ou « bâtiment support » :

Il s'agit d'éléments de la structure du bâtiment. On distingue la mise en œuvre sur une structure en béton armé (en général, la fixation est réalisée en nez de dalle pleine) de la mise en œuvre sur charpente métallique.

La liaison entre le support et la structure rapportée est ici nommée « fixation » de manière générique. Elle peut être réalisée par de multiples solutions : platines pré-scellées, rails, ancrages manchonnés, chevilles, rupteurs thermiques,...

- Éléments porteurs rapportés :

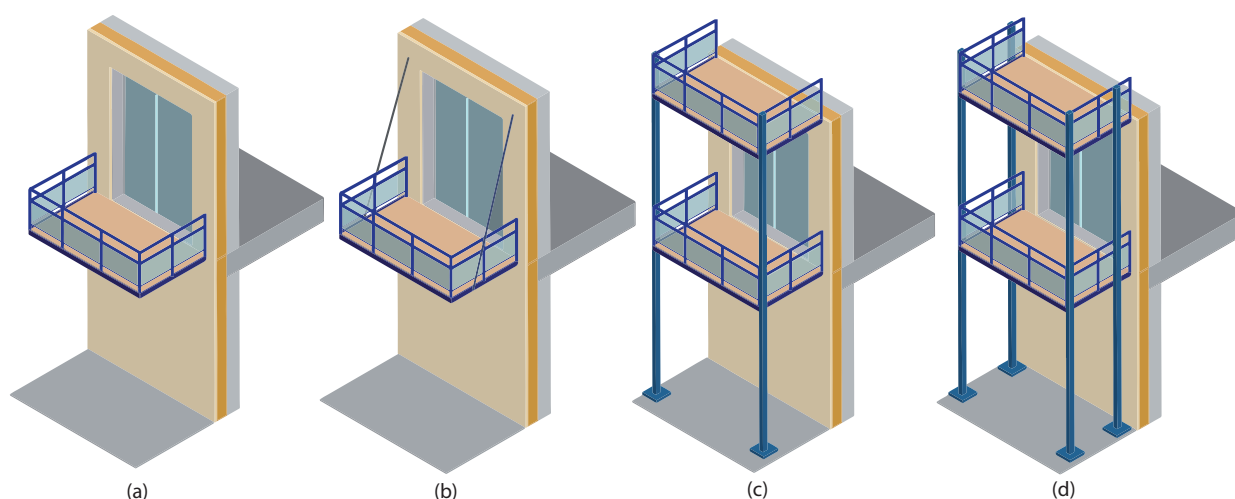
Il s'agit des éléments nécessaires à la stabilité du balcon ou de la coursive et qui sont eux-mêmes rapportés, comme les poteaux ou les haubans (suspentes).

3.2. • Balcons métalliques rapportés

Un balcon est une plate-forme en saillie de la façade, limitée vers l'extérieur par un ouvrage vertical formant un garde-corps. Le balcon se trouve en console à partir de la façade. Un balcon est dit rapporté (ou désolidarisé) lorsque son ossature ne forme pas un ensemble monolithique en continuité de celle du bâtiment. Les deux ossatures sont juxtaposées et reliées entre elles par des organes de fixation.

Les conceptions les plus courantes de balcons métalliques rapportés sont :

- (a) Balcons en porte à faux ;
- (b) Balcons suspendus ;
- (c) Balcons en appui ;
- (d) Balcons autoportants.



▲ Figure 1 – Conceptions courantes de balcons métalliques rapportés

3.2.1. • Balcons métalliques en porte à faux

Les balcons en porte à faux sont directement encastrés à la façade. Ce type de structure est composé d'un cadre métallique porteur et de fixations ponctuelles du cadre par platines métalliques sur le bâtiment support.

3.2.2. • Balcons métalliques suspendus

Les balcons suspendus (ou haubanés) sont liés au bâtiment support par une fixation classique à hauteur de son ossature et par des suspentes (ou haubans) fixées à un niveau supérieur. Les suspentes peuvent être fixées soit à la façade soit à la partie inférieure du balcon de l'étage supérieur.

La mise en œuvre de suspentes métalliques réduit les efforts aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

3.2.3. • Balcons métalliques en appui

Cette conception est caractérisée par la présence de poteaux, au bout de la saillie du balcon. L'intérêt principal est le partage des efforts entre les fixations sur la structure porteuse du bâtiment et les poteaux.

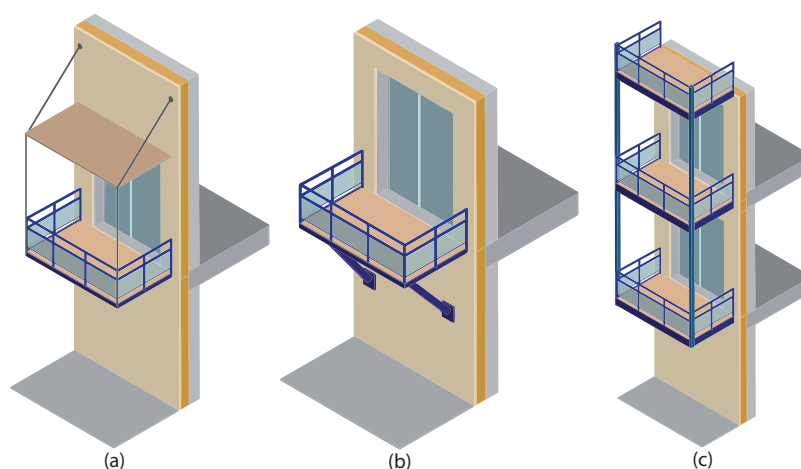


3.2.4. • Balcons métalliques autoportants

Les balcons autoportants sont supportés par deux files de poteaux, l'une proche de la façade et l'autre en bout de saillie. Cette conception est caractérisée par des efforts très réduits aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

3.2.5. • Autres conceptions de balcons

D'autres conceptions peuvent être rencontrées, conséquences de choix techniques ou architecturaux. On note par exemple la possibilité de balcons suspendus dont la suspente supporte également un auvent de couverture (a), des balcons sur béquilles (ou bracons) (b) ou encore des balcons sur cadre encastré à la façade (c).



▲ Figure 2 – Conceptions alternatives

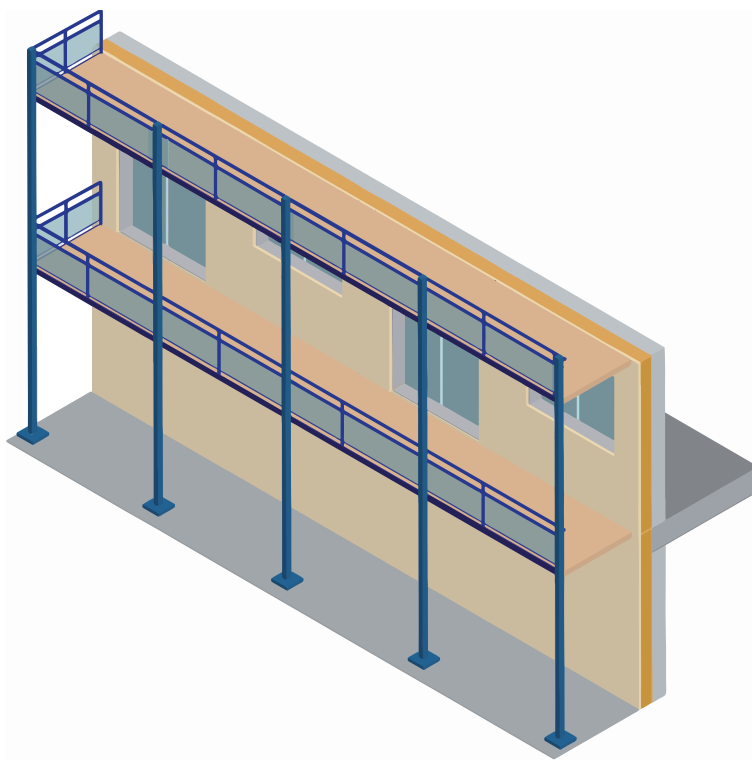
Bien que non directement décrites dans le présent guide, ces conceptions alternatives peuvent en suivre les recommandations moyennant des adaptations mineures.

3.3. • Coursives métalliques rapportées

Une coursive est une galerie de circulation extérieure en façade ou intérieure (couloir). Elle dessert plusieurs logements ou locaux. Les coursives présentent les mêmes caractéristiques que les balcons et peuvent aussi être rapportées.

Les coursives métalliques rapportées présentent ainsi des conceptions similaires aux balcons, à l'exception du cas avec suspentes :

- Coursives en porte à faux ;
- Coursives en appui ;
- Coursives autoportantes.



▲ Figure 3 – Coursives en appui sur poteaux

3.4. • Ponts thermiques

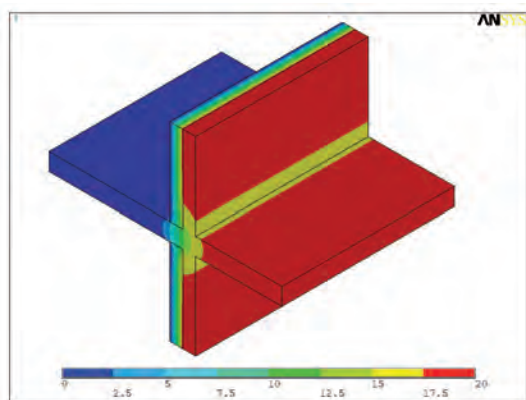
Les ponts thermiques sont des lieux de fuites de chaleur vers l'extérieur ce qui dégrade les performances thermiques du bâtiment. Il s'agit d'une partie de l'enveloppe du bâtiment où la résistance thermique, par ailleurs considérée uniforme, est modifiée de façon sensible par une absence, une discontinuité ou une dégradation locale de l'isolation (poutre métallique traversant la façade, attaches métalliques traversant l'isolant, etc.).

Il existe deux types de ponts thermiques :

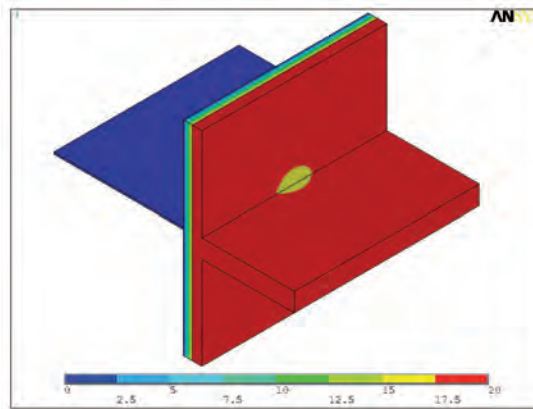
- les ponts thermiques linéiques (ψ en $W/(m.K)$),
- les ponts thermiques ponctuels (χ en W/K).

En plus de l'impact sur les performances thermiques du bâtiment, les ponts thermiques peuvent être source de pathologies diverses comme l'apparition de salissures et le développement de moisissures. En effet, les surfaces internes se refroidissent à proximité du pont thermique ce qui amplifie le risque de condensation superficielle à cet endroit.

Les ponts thermiques doivent être évalués numériquement selon la norme NF EN ISO 10211. Pour un bâtiment existant, un diagnostic thermographique permet de détecter les ponts thermiques présents dans l'enveloppe et ainsi d'envisager des solutions de traitement et les mettre en œuvre à l'occasion d'une réhabilitation de l'enveloppe.



(a) Balcon traditionnel sans rupteur thermique



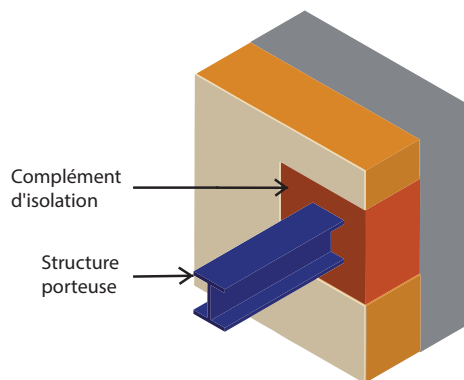
(b) Balcon métallique rapporté sans rupteurs thermiques (fixations ponctuelles)

▲ Figure 4 – Simulations numériques des déperditions thermiques au niveau d'un balcon (isolation thermique par l'extérieur)

Le tableau suivant donne des valeurs de pont thermique ponctuel pour des fixations usuelles en acier d'un balcon/coursive sur une dalle en béton d'un bâtiment isolé par l'extérieur. Ces valeurs ne sont valables que dans le cas où un complément d'isolation est mis en œuvre tout autour de la structure (et entre les semelles pour les profilés ouverts), au prolongement de l'isolant de la façade tel que présenté en (Figure 5).

Type de fixation	Dimensions (mm)	Épaisseur de l'isolation extérieure (mm) ; $0.035 \leq \lambda \leq 0.045 \text{ W/(m.K)}$	Pont thermique χ (W/K)
IPE + Platine d'about	IPE120	100	0.19
	IPE120	140	0.17
	IPE120	180	0.15
	IPE160	100	0.27
	IPE160	140	0.25
	IPE160	180	0.23
	IPE200	100	0.34
	IPE200	140	0.32
	IPE200	180	0.30
HEB + Platine d'about	HEB100	100	0.28
	HEB100	140	0.26
	HEB100	180	0.24
	HEB120	100	0.35
	HEB120	140	0.33
	HEB120	180	0.31
	HEB160	100	0.48
	HEB160	140	0.46
	HEB160	180	0.44

Type de fixation	Dimensions (mm)	Épaisseur de l'isolation extérieur (mm) ; $0.035 \leq \lambda \leq 0.045 \text{ W/(m.K)}$	Pont thermique χ (W/K)
Tube + Platine d'about	120x80x5	100	0.31
	120x80x5	140	0.29
	120x80x5	180	0.27
	160x80x6	100	0.39
	160x80x6	140	0.36
	160x80x6	180	0.34
	200x120x6	100	0.52
	200x120x6	140	0.5
	200x120x6	180	0.48
Cornière (Largeur x épaisseur, en mm)	120x5	100	0.10
	120x5	140	0.095
	120x5	180	0.09
	120x10	100	0.13
	120x10	140	0.125
	120x10	180	0.12



▲ Figure 5 – Mise en œuvre d'un complément d'isolation autour de la structure (et entre les semelles pour les profilés ouverts).

Note

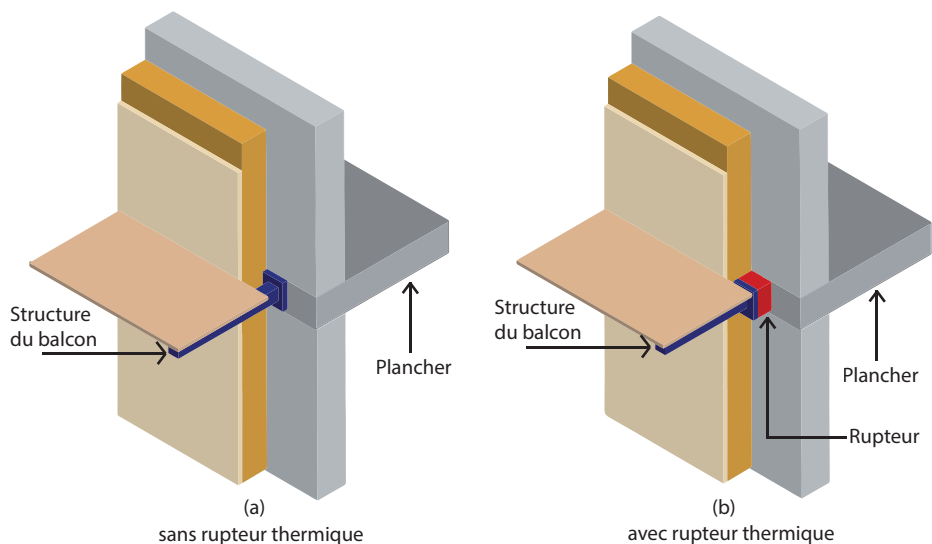
Un exemple de calcul des performances thermiques d'un bâtiment de logement collectif est donné dans l'[Annexe F].

3.5. • Rupteurs de ponts thermiques

Les rupteurs de ponts thermiques (ou plus simplement, rupteurs thermiques) sont des éléments particuliers destinés en premier lieu à réduire les fuites de chaleur vers l'extérieur, et ainsi améliorer les performances thermiques du bâtiment. Il existe un grand nombre de types de rupteurs thermiques, souvent brevetés, qui se différencient principalement en fonction de leur position dans l'ouvrage.

Certains types de rupteurs thermiques doivent également permettre la transmission des sollicitations entre les deux éléments qu'ils séparent, et c'est notamment le cas pour ceux qui peuvent être mis en œuvre au niveau de la liaison entre un balcon ou une coursive et le

bâtiment. Dans le cadre du présent guide, le rupteur thermique est donc à la fois un organe de fixation et un élément d'isolation.



▲ Figure 6 – Principe du rupteur thermique

Les rupteurs thermiques peuvent être soit des produits manufacturés et destinés à être incorporés dans un ouvrage soit des solutions de chantier mises au point par les entreprises.

Le présent guide utilise exclusivement le terme 'rupteur thermique' aussi bien pour les produits manufacturés que pour les solutions de chantier (cf. 4.4).



Au moment de la rédaction du présent guide, les rupteurs thermiques manufacturés présents sur le marché pour une application aux balcons et coursives métalliques rapportés n'ont pas encore fait l'objet d'une évaluation institutionnelle en France (Avis techniques ou similaires). Il convient de prendre toutes les précautions nécessaires à leur emploi, notamment en situation sismique.

Conception

4



Cette partie donne les clefs nécessaires à la conception d'un balcon ou d'une coursive rapporté sur un bâtiment neuf. Après quelques prescriptions d'ordre général, les différents chargements appliqués sur les éléments rapportés sont décrits ainsi que le dimensionnement structural de ces derniers. Un paragraphe spécifique est également consacré à l'évaluation et à la qualification des rupteurs thermiques. Ensuite, plusieurs problématiques généralement liées aux réglementations en vigueur, à savoir la sécurité incendie, l'étanchéité à l'eau, l'accessibilité et l'isolation acoustique sont détaillées. En clôture de cette partie, la question de la durabilité de l'élément rapporté est abordée.

4.1. • Prescriptions générales

4.1.1. • Documents du marché

Il convient avant toute chose de rappeler la responsabilité du maître d'ouvrage dans le bon déroulement de tout projet, en cela il lui incombe en effet la définition précise de ses objectifs et l'assurance de leur faisabilité.

Les objectifs du maître d'ouvrage sont traduits en exigences par le maître d'œuvre dans les pièces du marché. Celles-ci décrivent en particulier les relations entre les différents lots, notamment le niveau et la nature des informations à transmettre entre les lots, et les tolérances à respecter. Ces renseignements permettent de préciser toutes les hypothèses nécessaires à la conception. Ainsi, de façon à éviter toute ambiguïté, le marché doit en particulier préciser :

- la définition des actions fondamentales de base, en particulier celle des charges exceptionnelles éventuelles ;



- la définition des actions accidentelles éventuelles ;
- s'il y a lieu, le gradient thermique à prendre en compte ;
- l'ensemble des données nécessaires pour l'application des normes et textes réglementaires (thermique, feu, séisme, neige et vent, ...) ;
- les cas éventuels d'interdépendance de charges ;
- la présence de charges dynamiques et la valeur du coefficient dynamique correspondant ;
- les prescriptions particulières compte tenu du type de construction et des conditions d'exploitation ou d'agressivité du milieu ambiant (conditions marines, salinité, exposition aux intempéries, à la pollution, aux températures basses, enrobages accrus, revêtement protecteur, ...) ;
- le cas échéant, les états limites de déformation à respecter et les exigences particulières en matière de flèches absolues ;
- les prescriptions particulières en matière de confort qui peuvent avoir une influence sur la conception, notamment les exigences en matière d'acoustique ou de vibrations.

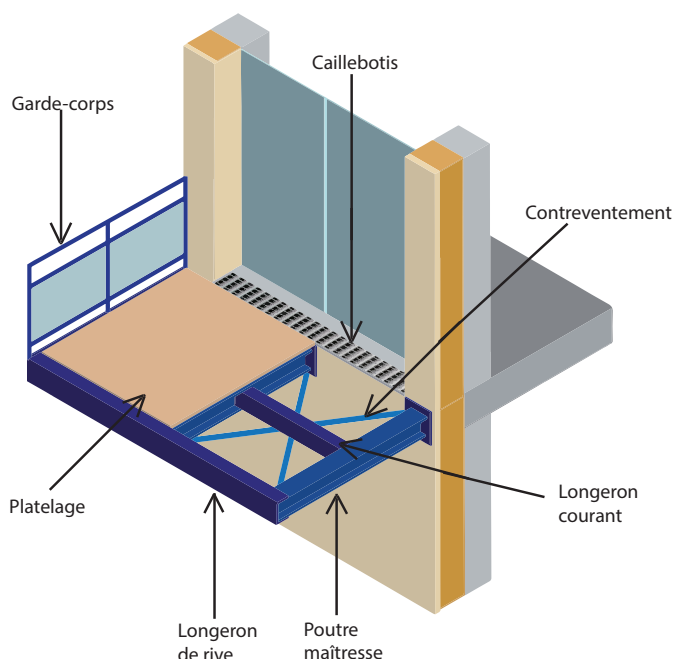
Note

La liste précédente n'est pas exhaustive. Ces renseignements ne sont pas spécifiques au présent document ; elles sont également nécessaires à l'application des Eurocodes.

4.1.2. • Conception générale de l'élément métallique rapporté

Les éléments composant la structure métallique rapportée sont différents selon la conception retenue (en porte-à-faux, suspendue, en appui ou autoportante), les souhaits des maîtres d'ouvrage et maîtres d'œuvre ainsi que les habitudes des concepteurs et de l'entrepreneur. Des tendances générales peuvent cependant être dégagées, en particulier pour l'ossature.

La structure rapportée est généralement construite autour de poutres maîtresses en saillie de la façade. Elles sont aussi appelées poutres consoles lorsque la structure rapportée est en porte à faux. Ces poutres reprennent la charge sur le balcon pour la transmettre au bâtiment support et/ou aux éventuels éléments porteurs rapportés (poteaux, haubans).



▲ Figure 7 – Perspective partielle d'un balcon métallique (exemple de conception)

Parallèlement à la façade, entre les poutres maîtresses, peuvent être disposés des longerons. Généralement, au moins un longeron de rive est présent, notamment pour fermer le cadre de l'ossature (éventuellement caché par un élément de finition). Les longerons courants sont ajoutés suivant la capacité portante du platelage qu'ils supportent.

Longerons et poutres maîtresses peuvent être liés par un contreventement horizontal. L'équipement du balcon ou de la coursive est ensuite constitué du platelage (dalle béton, bois, caillebotis, ...), des garde-corps et éventuellement d'un caillebotis au-dessus du seuil. Les garde-corps doivent être conçus de manière à répondre aux spécifications dimensionnelles de sécurité présentes dans la norme NF P 01-012. Pour les platelages bois, le NF DTU 51.4 rassemble les règles générales de conception et de mise en œuvre selon les différents supports.



Dans le cas d'une isolation thermique par l'extérieur (ITE), il faut éviter de fixer le garde-corps sur la façade pour ne pas dégrader les performances thermiques du bâtiment.

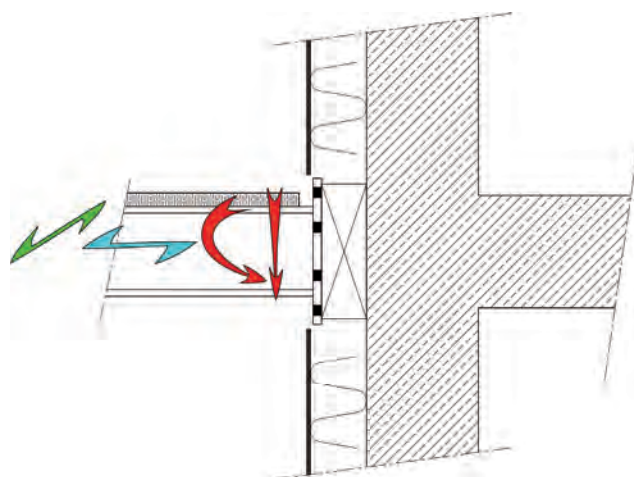
Les différentes conceptions détaillées au paragraphe [3.2] peuvent se distinguer, outre les aspects esthétiques ou d'encombrement (poteaux), par les efforts appliqués par la structure rapportée sur le bâtiment support. De fait, le choix du type de structure rapportée conditionne la conception du bâtiment, du moins sur le plan local, ainsi que la fixation liant les deux. La suite donne des critères de choix permettant de se positionner sur telle ou telle conception, à destination du concepteur en phase projet.



4.1.2.1. • Structures en porte à faux

Cette conception induit des efforts importants sur le bâtiment support, qui doit reprendre la totalité des charges sur le balcon par le biais d'un encastrement. Les principaux efforts à reprendre sont ici un moment de flexion et un effort tranchant dans le plan vertical. Les autres efforts (normaux et transversaux) sont moins intenses.

Ce genre de conception est limité à des structures de faibles portées, pour conserver des poutres de dimensions modérées. La fixation directe sur le bâtiment support requiert de la structure à la fois résistance et rigidité (plancher béton ou charpente métallique dont les barres présentent des dimensions nettement plus importantes que celles composant la structure rapportée).



▲ Figure 8 – Exemple d'un encastrement d'une structure en porte à faux avec interposition d'un rupteur



Les efforts importants à reprendre contraignent le choix des organes de fixation mais aussi la conception locale du support (ferrailage de la dalle, raidissage de la charpente).

L'attention du concepteur est également attirée sur la nécessité d'évaluer la rigidité de l'assemblage entre la structure rapportée et le bâtiment support (cf. 4.3.4) pour une détermination correcte de la flèche.

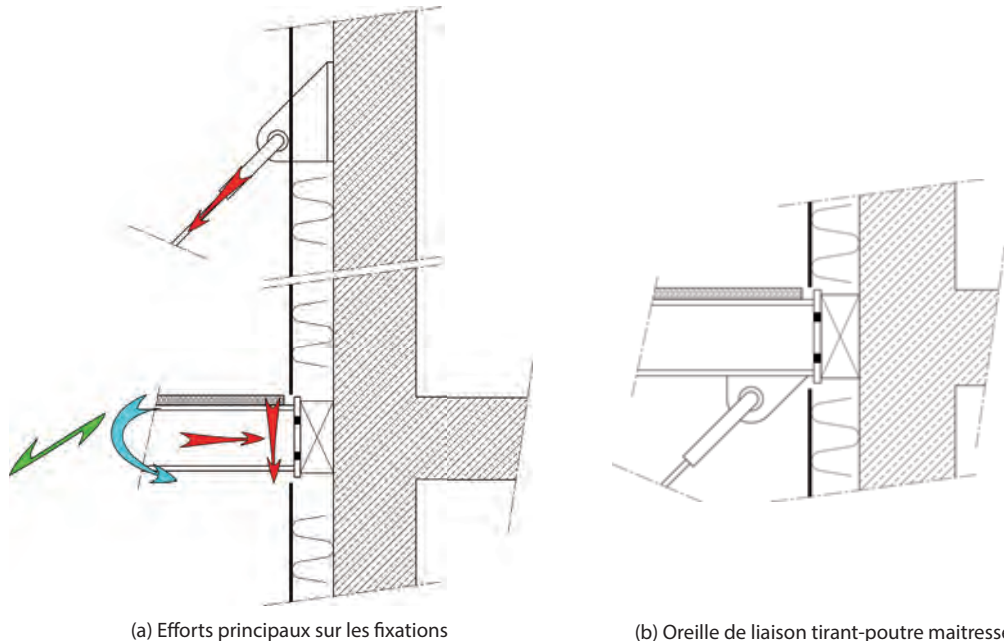
4.1.2.2. • Structures suspendues

De même que pour la conception en porte à faux, la totalité des charges sur la structure rapportée doit être reprise par le bâtiment support. Le moment de flexion du porte-à-faux est décomposé en un effort de compression dans la poutre maîtresse et un effort de traction dans le câble (tirant). Au niveau de la fixation de la poutre maîtresse, le moment de flexion devient secondaire voire nul.

Cette conception permet des portées un peu plus importantes que pour la conception en porte à faux. Les conséquences sur le bâtiment support sont moindres. Le point d'ancrage du tirant (platine,

scellement, armatures de répartition, etc.) doit cependant faire l'objet d'une étude spécifique et d'une réalisation soignée.

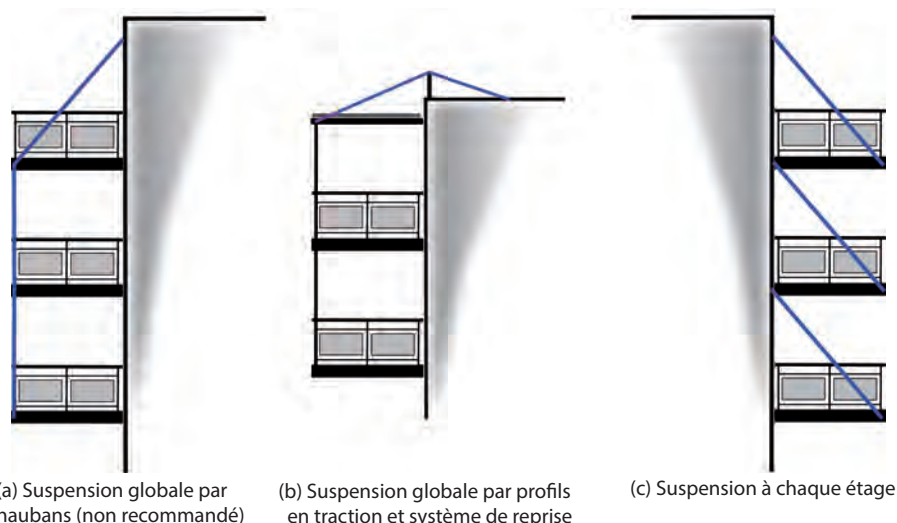
Il est possible de coupler les fixations d'une poutre avec le câble pour le balcon inférieur par le biais d'une oreille soudée ou boulonnée. Dans ce cas, la sommation des efforts tranchants verticaux dans un seul point d'attache implique un renforcement du système de fixation et de la conception locale du support. Dans l'analyse des balcons, il convient de considérer la charge d'exploitation présente et absente en alternance selon les étages pour obtenir les enveloppes d'efforts dans les fixations.



▲ Figure 9 – Exemples de fixation d'un élément suspendu avec rupteur thermique



La suspension globale des éléments rapportés par haubanage n'est pas recommandée car elle implique des difficultés supplémentaires dans le réglage des câbles (asseruissement des étages entre eux) ainsi qu'une charge plus importante dans les haubans et leurs fixations. L'utilisation de profilés métalliques en traction et d'un système de reprise (éventuellement par câbles) est une solution plus facilement réalisable.



▲ Figure 10 – Schémas de suspension

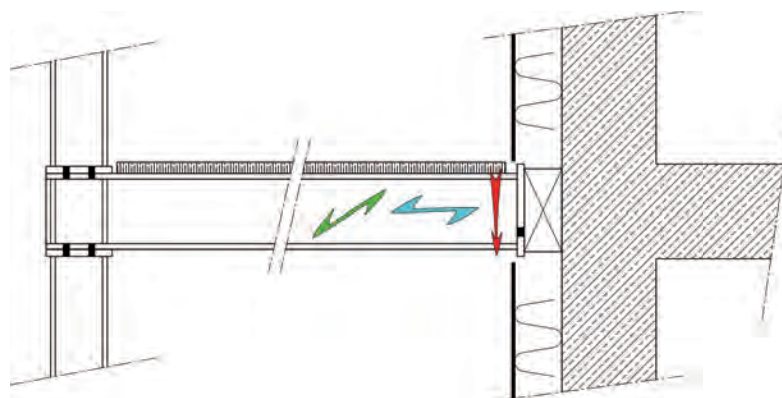
L'assemblage de la poutre sur le bâtiment support peut être de type articulé, mais seulement s'il est démontré que les charges permanentes compensent, avec une marge de sécurité, l'effet de soulèvement du vent (afin d'éviter que le balcon ne soit soulevé puis retombe selon la force du vent, avec le risque d'endommager les fixations et les câbles).

Lorsque l'assemblage est de type encastré, il est nécessaire d'évaluer sa rigidité effective (cf. 4.3.4) pour pouvoir calculer correctement la répartition des sollicitations (système hyperstatique) et les déformations.

4.1.2.3. • Structures en appui

Dans une conception en appui, les charges sur le balcon sont réparties, généralement à parts égales (en fonction de la géométrie), entre les poteaux et le bâtiment support.

Cette conception permet des portées importantes, pour des conséquences sur le bâtiment support relativement limitées. Seul l'effort tranchant vertical reste significatif, et ce type de réaction dans le plan de la façade ne pose généralement pas de difficulté à être repris par une structure de bâtiment.



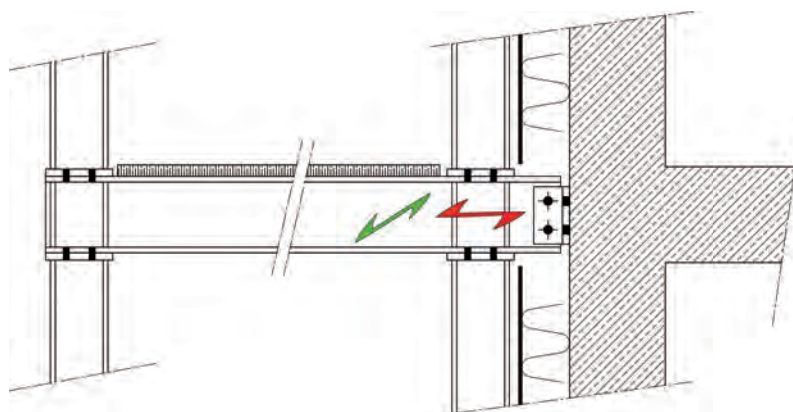
▲ Figure 11 – Exemple de fixation d'un élément en appui avec rupteur thermique

L'utilisation d'organes de fixation articulés (rupteur thermique ou autre) est également plus aisée (le système structural est moins complexe) et souvent plus économique. Les efforts horizontaux peuvent être réduits en présence d'un contreventement vertical (cf. 4.1.4).

4.1.2.4. • Structures autoportantes

Cette conception implique des efforts minimaux sur la structure du bâtiment support. Elle permet donc une mise en place aisée sur tous les supports, par le biais de fixations très limitées en nombre comme en dimensions.

Les fixations au bâtiment reprennent seulement des efforts axiaux et transversaux, ces derniers pouvant être réduits par des contreventements verticaux dans le plan des poteaux extérieurs. Ces fixations et contreventements éventuels évitent ainsi le basculement de la structure rapportée et servent de maintien pour les poteaux vis-à-vis du flambement.



▲ Figure 12 – Exemple de fixation d'un élément autoportant sans rupteur thermique

Cette conception peut convenir pour toute structure de bâtiment support ; la fixation étant située en vis-à-vis d'un plancher ce qui lui permet d'assurer en général une rigidité satisfaisante.

4.1.3. • Système d'ajustement de l'élément rapporté sur le support

L'interface entre matériaux relevant de tolérances larges et d'autres relevant de tolérances serrées, comme les assemblages béton/acier, doit permettre les ajustements nécessaires. Ces ajustements peuvent être réalisés par des systèmes de trous oblongs, de glissières ou autres mécanismes. L'attention est cependant attirée sur le fait que des systèmes et mécanismes de grandes amplitudes peuvent générer des excentricités importantes concernant les transferts de charges au sein des assemblages.

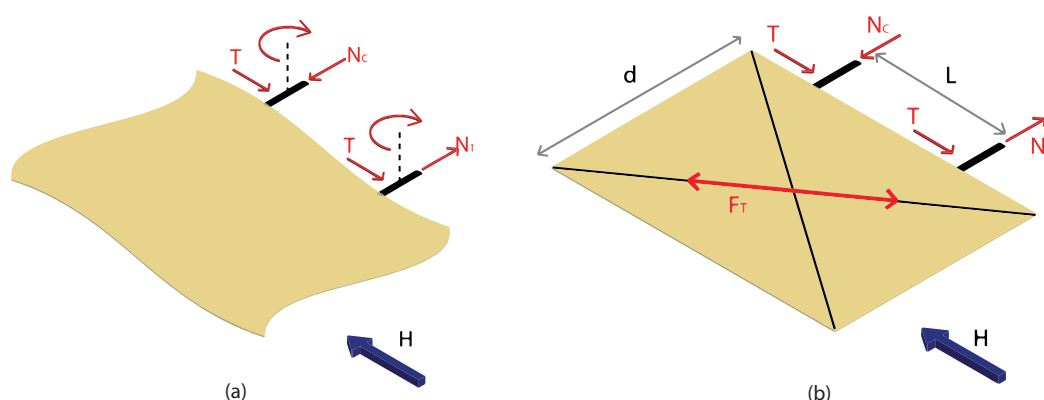
Ces ajustements doivent tenir compte des tolérances du support, fixées par les règles de l'art ou les documents du marché (en référence au paragraphe 5.3.3).



4.1.4. • Contreventement

La structure métallique rapportée doit présenter une rigidité satisfaisante vis-à-vis des efforts appliqués dans la direction horizontale, parallèle à la façade. Ce comportement peut être obtenu par un contreventement horizontal, généralement situé sous le platelage. Cette conception permet également d'annuler le moment de flexion autour de l'axe vertical dans les poutres et dans les assemblages.

Si le cadre du balcon n'est ni rigide ni contreventé, ce dernier peut se déformer et des efforts de traction/compression (N_T et N_C), de cisaillement (T) et des moments de flexion autour de l'axe vertical apparaissent dans les assemblages.



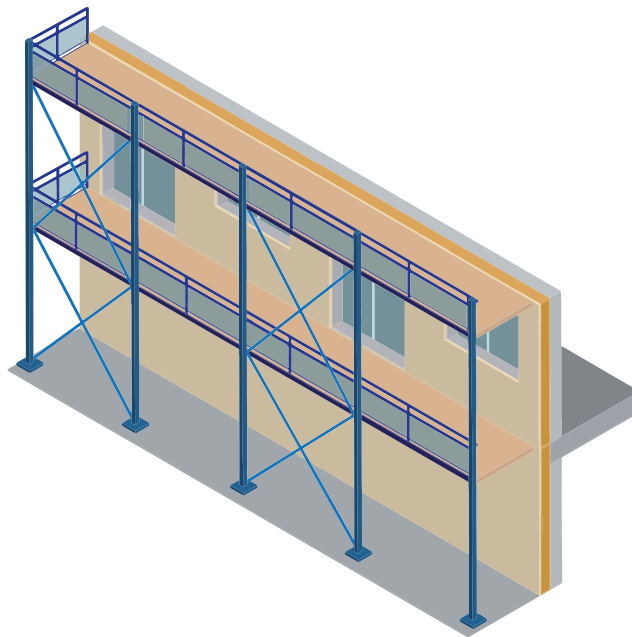
▲ Figure 13 – Comportement transversal : (a) sans contreventement (b) avec contreventement

Le platelage lui-même peut raidir l'élément rapporté s'il présente une raideur et une résistance suffisantes vis-à-vis du cisaillement dans son plan (fonctionnement en diaphragme) et s'il est correctement fixé à l'ossature de l'élément rapporté.

Lorsque le platelage est une dalle béton d'au moins 7 cm d'épaisseur (au-dessus des ondes, le cas échéant) et armée dans les deux directions, celui-ci peut être considéré comme suffisamment rigide. Il convient de vérifier que la liaison de la dalle à l'ossature métallique est suffisamment résistante (voir pour cela la norme NF EN 1994-1-1) et ne permet pas de déformations différentielles significatives.

Il est également possible de concevoir un cadre rigide, les barres d'ossature étant encastées entre elles. Cette conception présente cependant quelques inconvénients qui limitent son utilisation aux ouvrages rapportés de dimensions modestes : efforts importants dans les assemblages et sensibilité à la rigidité en flexion hors plan des barres d'ossature et des assemblages (dont la rigidité doit être calculée).

Une dernière alternative est envisageable pour les structures en appui ou autoportantes : un contreventement vertical dans le plan des poteaux extérieurs. Celui-ci peut être constitué de câbles pour limiter l'incidence visuelle, et doit être fixé au niveau de la liaison entre le poteau et un longeron, et non sur la main courante du garde-corps. Cette conception présente également l'intérêt de diminuer l'effort tranchant horizontal dans les fixations au bâtiment support.



▲ Figure 14 – Contreventement vertical d'une coursive métallique

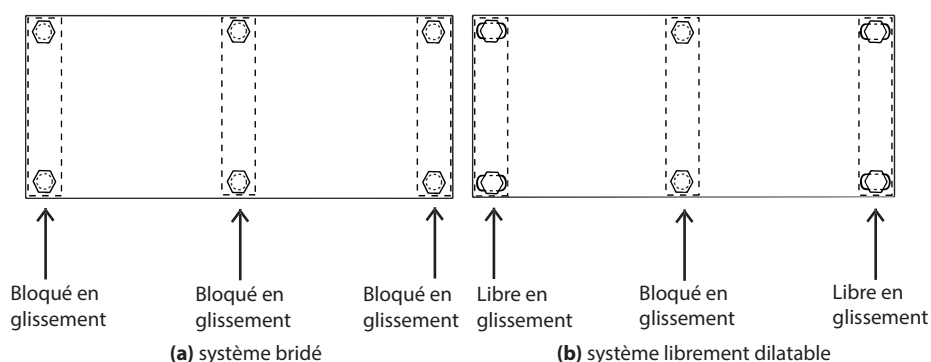
4.1.5. • Dilatation

Le balcon ou la coursive est exposé à l'environnement extérieur et donc aux variations de la température ambiante. On considère que le balcon ou la coursive est à température extérieure (il n'y a aucune inertie thermique de la structure rapportée) alors que le bâtiment est à température intérieure contrôlée.

Les variations de température induisent des variations dimensionnelles (dilatation ou contraction) de la structure rapportée par rapport au bâtiment. Le problème peut être abordé de deux manières impliquant deux conceptions d'attaches et d'appuis :

(a) Un système totalement bridé, avec des assemblages fixes, sans possibilité de dilatation du balcon/de la coursive au niveau des attaches. Dans ce cas, des efforts sont induits sur les assemblages ; leur valeur dépend des sections et matériaux utilisés pour réaliser le balcon ou la coursive.

(b) Un système librement dilatable, avec des attaches fixes et d'autres coulissantes, permettant un glissement du balcon le long de la façade. Dans ce cas il n'y a pas d'efforts induits, mais des déformations qui doivent être estimées. Pour des raisons technologiques, on préfère répartir ces déformations par l'utilisation de joints de dilatation.



▲ Figure 15 – Conceptions vis-à-vis de la dilatation

Dans le cas d'un système bridé, il faut considérer la résistance en cisaillement horizontal de l'organe de liaison à la façade, ainsi que l'interaction de cet effet avec les autres efforts concomitants. Cette résistance peut être très limitée pour certains systèmes (notamment les rupteurs thermiques) conduisant donc à rejeter cette conception.

Il est en général préférable de s'orienter vers une conception permettant la dilatation, ce qui peut être réalisé par l'utilisation de trous oblongs. Il convient de vérifier que la dimension du trou est compatible avec l'allongement et le raccourcissement prévu pour la structure rapportée. On prévoit généralement une variation dimensionnelle de l'ordre de ± 1 mm par mètre pour l'aluminium et de $\pm 0,5$ mm par mètre pour l'acier.



L'attention est attirée sur le fait que l'aluminium possède un coefficient de dilatation thermique de $23 \cdot 10^6$ m/m.K soit sensiblement plus important que ceux de l'acier et du béton ($12 \cdot 10^6$ et $10 \cdot 10^6$ m/m.K respectivement).

Pour les structures rapportées de grandes dimensions, les déformations thermiques doivent être réparties par la mise en œuvre de joints de dilatation. Sauf justifications particulières, une distance de 6,0 m entre joints de dilatation est recommandée. Il convient par ailleurs de positionner un joint sur l'élément rapporté au droit d'un joint de dilatation ou de rupture du bâtiment support.

4.2. • Chargement sur les balcons et les coursives

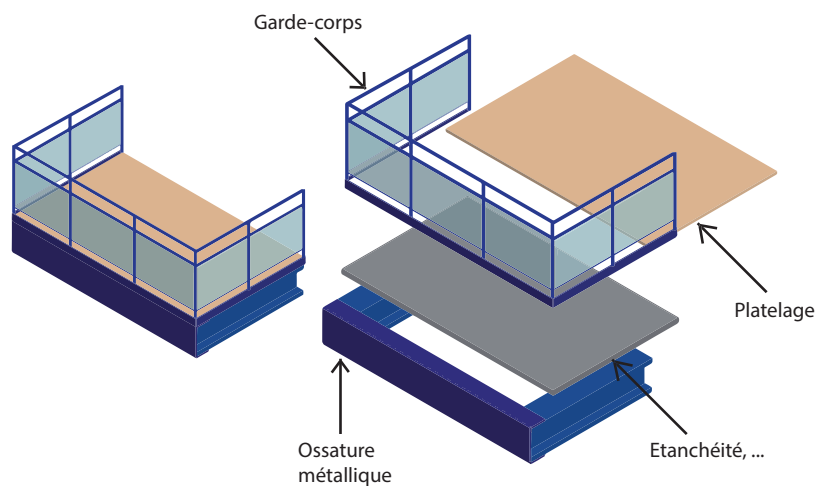
Cette partie présente les charges à considérer pour le dimensionnement d'un balcon ou d'une coursive, suivant le référentiel Eurocodes en vigueur. Le cahier des charges peut spécifier des valeurs plus sévères que celles présentées par la suite.



4.2.1. • Charges permanentes (G)

Les charges permanentes sont à prendre en compte suivant les dimensions nominales des éléments utilisés et leurs masses volumiques nominales. Pour les balcons et les coursives, ces charges sont essentiellement apportées par les éléments suivants :

- L'ossature métallique porteuse (poutres consoles, traverses, longerons, ...)
- Le platelage ;
- Le garde-corps ;
- Eventuellement, un complexe d'étanchéité et/ou des réseaux.



▲ Figure 16 – Composants d'un balcon métallique

4.2.2. • Charges d'exploitation (Q)

Suivant la norme NF EN 1991-1-1 et son annexe nationale (NF P 06-111-2), les charges d'exploitation à prendre en compte sur les balcons et coursives dépendent de la destination de l'ouvrage, classée sous différentes catégories d'usages (Tableau 6.1 de la NF EN 1991-1-1).

Pour les usages habituels, les charges d'exploitation à considérer sur les balcons et les coursives désolidarisés ont les valeurs suivantes (Tableau 6.2 (NF) de la NF P 06-111-2) :

- Balcons ou coursives d'habitation, ou accolés à des chambres d'hôtels ou d'hôpitaux (catégorie A) : **3,5 kN/m²** ;
- Balcons ou coursives accolés à un espace tertiaire, par exemple, des bureaux (catégorie B) : **2,5 kN/m²** ;
- Balcons ou coursives recevant des tables, par exemple restauration (catégorie C1) : **2,5 kN/m²** ;
- Coursives d'accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares (catégorie C3) : **4,0 kN/m²** ;
- Coursives desservant des lieux susceptibles d'accueillir une foule importante, comme des salles de concert (C5) ou des commerces (D1 ou D2) : **5,0 kN/m²**.



Pour les catégories A, B, C3, D1 et F, les charges d'exploitation sur les balcons ou coursives d'une surface A de plus de 15 m² peuvent être multipliées par le coefficient réducteur α_A suivant (NF P 06-111-2, §6.3.1.2(10)) :

$$\alpha_A = 0,77 + \frac{3,5}{A} \leq 1,0$$

Par convention, on prévoit une charge horizontale valant 10% de la charge verticale. Cette charge est supposée pouvoir agir dans toutes les directions et n'est pas cumulée avec les autres actions variables.

4.2.3. • Neige (S)

Les effets de la neige sur les constructions sont définies dans la norme NF EN 1991-1-3 et son annexe nationale. Pour les balcons et les coursives, la neige peut devenir prépondérante par rapport à la charge d'exploitation pour les zones les plus défavorables (D et E ; voir [Annexe B]) et pour les altitudes élevées.

L'effet de la neige peut être négligé lorsque les deux inégalités suivantes sont satisfaites :

$$Q \geq 2,8s_k$$

$$Q \geq 1,9s_{Ad}$$

où Q représente la charge d'exploitation (en kN/m²), s_k la charge de neige caractéristique au sol qui doit être corrigée en fonction de l'altitude, et s_{Ad} la charge de neige accidentelle au sol (en kN/m²).

Pour les balcons ou les coursives non protégés par un auvent ou un autre balcon / une autre coursive à l'étage au-dessus et si la pente du versant de la toiture est supérieure ou égale à 15° (27%), la règle précédente n'est plus applicable car la neige peut tomber depuis la toiture supérieure.

Pour ce dernier cas ou lorsque les inégalités ne sont pas respectées, il convient de déterminer précisément la charge de neige. En premier lieu, la charge de neige de référence sur le sol est obtenue à partir de la carte de l'annexe nationale à la NF EN 1991-1-3 (reportée en [Annexe B] du présent document).

La charge caractéristique de neige s_k doit être corrigée pour tenir compte de l'altitude au-delà de 200 m au-dessus du niveau de la mer (voir le tableau en [Annexe B]).

La charge de neige sur le balcon ou la coursive se calcule ensuite par l'intermédiaire de coefficients d'accumulation pouvant être déterminés au regard de la procédure de l'[Annexe B] (μ_2 et μ_2^{gc}), basée sur les paragraphes 5.3.6 et 6.2 de la NF EN 1991-1-4.

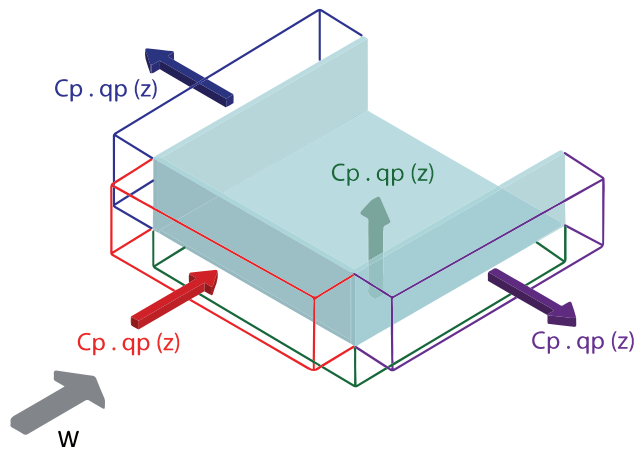


4.2.4. • Vent (W)

Le vent provoque un effort de soulèvement sur les balcons et les coursives. Ce fonctionnement antagoniste aux charges gravitaires est particulièrement important à considérer pour des balcons ou coursives en porte à faux et lorsque les organes de fixations utilisés n'offrent pas la même résistance en flexion dans les deux sens. Lorsque l'effet du vent compense les charges permanentes, les balcons suspendus se comportent en soulèvement comme des balcons encastrés, les câbles ne pouvant pas résister en compression (d'où la nécessité de mettre en œuvre une liaison au bâtiment support capable de reprendre un moment de flexion).

La détermination des actions du vent est réalisée suivant la NF EN 1991-1-4 et son annexe nationale. En alternative aux formulations de la norme, il est possible d'utiliser la procédure simplifiée décrite en [Annexe B] du présent guide pour déterminer la pression dynamique de pointe $q_p(z)$.

En l'absence de règles spécifiques dans la NF EN 1991-1-4, il est possible de déterminer les coefficients de pression à l'aide des recommandations de la CECM ¹. L'effet du vent sur un balcon peut donc être pris comme suit :



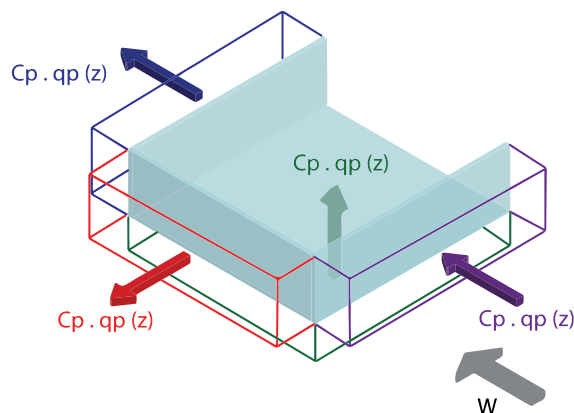
▲ Figure 17 – Pression de vent sur les balcons – Vent de face

Le coefficient de pression c_p peut être pris égal à 2,0 dans tous les cas. En cas de garde-corps ajouré, la surface à considérer dans le calcul est uniquement l'aire « solide ».

Note

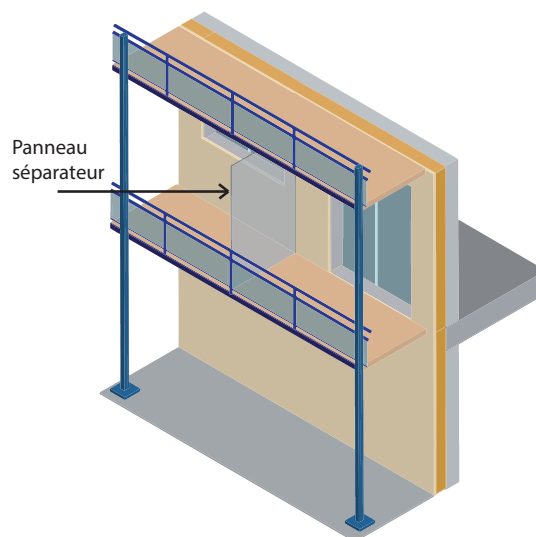
L'effet du vent sur les garde-corps n'est généralement pas pris en compte dans le calcul de ces derniers. Ceux-ci sont déjà dimensionnés pour une charge d'exploitation minimale en tête de 0,60 kN/m. Il convient en revanche de le considérer pour l'analyse globale de l'élément rapporté et de ses fixations.

¹ Recommendation for Calculating the Effect of Wind on Construction – Second Edition – Rapport n°52 – CECM – 1987 (voir la traduction dans la revue Construction Métallique, N° 1 – 1989).



▲ Figure 18 – Pression de vent sur les balcons – Vent de côté

L'attention du concepteur est attirée sur le cas de bâtiments d'habitation collectifs où des balcons linéaires desservent plusieurs logements. Dans ce cas, des panneaux pleins d'une hauteur proche de celle d'un étage marquent généralement la séparation entre les différents logements. Si le projet n'en prévoit pas, de tels panneaux sont souvent mis en place par les occupants eux-mêmes de telle sorte qu'il est vivement recommandé d'en tenir compte de façon forfaitaire pour la vérification de l'élément rapporté et de ses attaches.



▲ Figure 19 – Mise en place de panneaux pleins de séparation

L'effet du vent sur d'éventuels brise-soleil (généralement des panneaux ajourés et coulissants, fixés en nez de saillie) peut être pris en compte avec un coefficient de pression égal à 2,0. Les documents du marché doivent en fixer la géométrie (surface, taux de remplissage).

4.2.5. • Actions thermiques (T)

Les actions thermiques ont un effet différent selon la conception du balcon ou de la coursive, soit en provoquant des déformations supplémentaires, soit en engendrant des efforts lorsque ces déformations sont empêchées (c'est notamment le cas des conceptions hyperstatiques ; sans joint de dilatation).

Selon la norme NF EN 1991-1-5, on distingue la variation uniforme de température et l'effet des gradients thermiques.

Pour la variation uniforme de température, il s'agit de déterminer la différence de température envisageable entre le bâtiment (chauffé et isolé par l'extérieur) et le balcon / la coursive (en moyenne). Selon l'annexe nationale à la norme NF EN 1991-1-5, on a :

- température intérieure en été (T1) et en hiver (T2) : $T_1 = T_2 = +18^{\circ}\text{C}$;
- variation extrême de la température extérieure $T_{\max} + T_5 = +50^{\circ}\text{C}$ / $T_{\min} = -30^{\circ}\text{C}$ (des valeurs plus favorables de T_{\min} et T_{\max} peuvent être obtenues selon le département, il est recommandé de prendre $T_5 = +10^{\circ}\text{C}$ dans tous les cas).

Ce qui donne une différence de température maximale (enveloppe) entre la structure rapportée et le bâtiment support de $+32^{\circ}$ / -48° .

Pour les effets du gradient thermique, il convient de considérer successivement :

- une différence de température de $+29^{\circ}$ / -18° entre les fibres supérieures et inférieures de l'ossature horizontale ;
- une différence de $\pm 15^{\circ}$ entre les poteaux ou les câbles et le reste du balcon / de la coursive.

L'effet de ces écarts de température dépend des choix constructifs effectués et de la position des joints de dilatation. Il est souvent préférable de relâcher certains bridages, par des trous oblongs par exemple, plutôt que de devoir assurer la reprise des efforts thermiques. Le concepteur est invité à consulter la partie 4.1.5 du présent guide sur la conception vis-à-vis de la dilatation.

4.2.6. • Effet du séisme (E)

La résistance des balcons et coursives aux effets du séisme doit être démontrée pour tous les bâtiments concernés par la réglementation parasismique (cf. Arrêté du 22 octobre 2010), à savoir :

- les bâtiments de catégorie d'importance III et IV situés en zone de sismicité 2 ;
- les bâtiments de catégorie d'importance II, III et IV situés en zones de sismicité 3, 4 et 5.

Les définitions des catégories d'importance et des zones de sismicité sont données dans l'[Annexe C] du présent guide. Pour tous les bâtiments non mentionnés dans la liste précédente, aucune vérification aux effets du séisme n'est exigible.

Le présent chapitre traite des vérifications à effectuer pour démontrer la résistance parasismique des balcons et des coursives. La norme de construction parasismique imposée par la réglementation est alors l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1).



Zones de sismicité	Catégories d'importance			
	I	II	III	IV
1				
2			*	*
3		*	*	*
4		*	*	*
5		*	*	*

(*) : pour toutes les cellules en jaune, la vérification aux effets du séisme doit être effectuée

Le comportement sismique des balcons et coursives rapportés peut être étudié à l'aide de la méthode simplifiée présentée ci-après lorsqu'ils présentent une masse négligeable par rapport à celle du bâtiment support et qu'ils n'influent pas sur le comportement global de ce dernier sous action sismique. On peut considérer que c'est le cas lorsque les conditions suivantes sont respectées :

- Balcon ou coursive fixée au droit d'un plancher du bâtiment ;
- Aire du balcon ou de la coursive n'excédant pas 10% de celle du plancher associé ;
- Balcon ou coursive ne disposant pas de système de contreventement vertical.

Note

Pour les coursives rapportées, la condition sur la surface (10% de la surface du plancher), peut être remplacée par une condition sur la masse de la coursive. Celle-ci ne doit pas excéder 5% de la masse du plancher.

Ainsi, les balcons de la (Figure 1) et de la (Figure 2) peuvent être traités avec la méthode simplifiée proposée dans le présent document.

Inversement, lorsque l'élément rapporté modifie de manière notable le comportement sismique global du bâtiment, une étude plus poussée doit être envisagée pour définir les actions sismiques. Le concepteur doit alors envisager de procéder à une analyse intégrant les balcons ou coursives dans la modélisation globale du bâtiment, et en tenant compte de la rigidité effective des assemblages. On doit considérer que c'est le cas lorsque les balcons ou les coursives disposent d'un système de contreventement vertical, tel que l'exemple de la (Figure 14).

Dans cette optique, la structure rapportée doit uniquement conduire les charges sismiques qui lui sont appliquées et non reprendre celles appliquées au bâtiment. L'analyse pourra prendre en compte le comportement dissipatif du bâtiment support, mais l'élément rapporté ne comportera aucune zone dissipative.

Une telle analyse peut devenir pertinente pour des structures rapportées de dimensions significatives et supportées par un bâtiment plutôt souple (généralement en charpente métallique). Cette approche



devient également obligatoire lorsqu'il est nécessaire de considérer la composante verticale de séisme (cf. paragraphe suivant).

4.2.6.1. • Directions du séisme

Les deux directions horizontales du séisme sont toujours à prendre en compte. Elles ne devraient généralement pas conduire à des situations dimensionnantes.

En France métropolitaine, la direction verticale n'est normalement pas à considérer d'après les critères définis par la clause 4.3.3.5.2 (1) de la NF EN 1998-1 ($a_{vg} \leq 2,5 \text{ m/s}^2$; a_{vg} est l'accélération sismique dans la direction verticale).

4.2.6.2. • Masses à prendre en compte

Pour le calcul des actions sismiques agissant sur le balcon/coursive, les masses suivantes doivent être prises en compte :

- masses permanentes m_G (cf. 4.2.1)
- masses m_Q associées aux charges d'exploitation pondérées par le coefficient ψ_E défini en 4.2.4 (2)P de la NF EN 1998-1. En considérant par défaut des étages à occupation corrélée ($\varphi = 0,8$), le tableau suivant indique les valeurs de coefficient ψ_E à utiliser, ainsi que la masse associée. Il est permis de pondérer cette masse par le coefficient α_a (cf. 4.2.2).

Balcons/coursives pour :	ψ_2	ψ_E	m_Q (kg/m ²)
Bâtiments d'habitation, chambres d'hôtels ou d'hôpitaux (catégorie A)	0,3	0,24	84
Espace tertiaire, bureaux (catégorie B)	0,3	0,24	60
Balcons recevant des tables (restaurants ...) (catégorie C1)	0,6	0,48	120
Bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares (catégorie C3)	0,6	0,48	192
Balcons susceptibles d'accueillir une foule nombreuse (catégorie C5) ou des commerces (catégorie D1)	0,6	0,48	240

Note : ψ_2 selon l'annexe nationale française à la NF EN 1990 (Tableau A1.1)

4.2.6.3. • Actions sismiques horizontales

Ce paragraphe propose une méthode simplifiée pour le calcul des actions sismiques agissant sur un balcon ou une coursive rapporté respectant les conditions énoncées en 4.2.6.

La force sismique agissant dans une direction horizontale peut être estimée par la relation suivante :

$$F_h = m_E \frac{\gamma_a a_E}{q_a}$$



Où : m_E est la masse de l'élément rapporté à prendre en compte :
 $m_E = m_G + m_g$

γ_a est le coefficient d'importance, pris ici égal à 1

q_a est le coefficient de comportement. Il peut être pris égal à 2 quand la redondance du système permet une redistribution des efforts après l'atteinte d'une première plastification et doit être pris égal à 1 dans le cas contraire. Suivant ce principe, la valeur de q_a à considérer pour les balcons et coursives rapportés se détermine de la manière suivante :

- Dans la direction verticale, $q_a = 1$ pour les systèmes rapportés en console et $q_a = 2$ pour les systèmes doublement supportés ;
- Dans les directions horizontales, on peut prendre $q_a = 2$ si un cadre formant un contreventement horizontal (par effet portique ou par triangulation) relie deux à deux les éléments en console et on doit prendre $q_a = 1$ dans le cas contraire (par exemple, un balcon constitué par deux poutres en console non contreventées horizontalement et supportant simplement des éléments préfabriqués formant le plancher, doit être calculé avec $q_a = 1$).

a_E est l'accélération maximale de calcul subie par le balcon. De manière générale, cette valeur peut être déterminée lors de l'analyse sismique du bâtiment.

Lorsque le calcul de l'élément rapporté est mené indépendamment du calcul du bâtiment (voir ci avant), cette accélération a_E peut se calculer simplement par l'expression suivante :

$$a_E = \gamma_I a_{gr} S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

γ_I , a_{gr} et S sont respectivement le coefficient d'importance du bâtiment, l'accélération sismique au niveau d'un sol rocheux et le coefficient de sol ; leurs valeurs sont indiquées dans l'arrêté du 22 octobre 2010 [Annexe C]

T_a est la période fondamentale de vibration du balcon

T_1 est la période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction appropriée

H est la hauteur totale du bâtiment et z la hauteur du balcon au-dessus des fondations.

Dans cette relation, il est conservatif de considérer $\frac{T_a}{T_1} = 1$ et $\frac{z}{H} = 1$, ce

qui permet alors de considérer la formule simplifiée suivante :

$$a_E = 5,5 \gamma_I a_{gr} S$$

Quand la valeur de $q_a = 2$ est justifiée, la force sismique agissant dans une direction horizontale s'écrit alors :

$$F_h = 2,75 \cdot m_E \cdot \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S$$

Quand la valeur $q_a = 1$ doit être considérée, cette même expression devient :

$$F_h = 5,5 \cdot m_E \cdot \gamma_I \cdot a_{gr} \cdot S$$

La force F_h doit être appliquée au centre de gravité du balcon, dans les deux directions horizontales successivement.

4.2.6.4. • Cumul des directions horizontales

Dans le cas où seules les directions horizontales sont à prendre en compte, les effets de l'action sismique s'obtiennent de la manière suivante :

$$E = E_{F_{hx}} + 0,30 E_{F_{hy}}$$

$$E = 0,30 E_{F_{hx}} + E_{F_{hy}}$$

où $E_{F_{hx}}$ et $E_{F_{hy}}$ représentent les effets respectifs de la force F_h appliquée dans la direction x et dans la direction y.

4.2.6.5. • Assemblages

Le séisme provoque dans les organes de fixation des efforts de traction / compression, et des efforts tranchants horizontaux. Pour la vérification des assemblages, les actions sismiques doivent être majorées par $1,2q_a$.

Les éléments de fixation doivent être compatibles avec la nature cyclique des actions sismiques.

4.2.7. • Combinaisons d'actions

Les différentes actions sont à combiner suivant les principes de la NF EN 1990. Il est admis, comme pour les bâtiments en général, de considérer au plus deux charges variables (une principale et une d'accompagnement).

Les combinaisons ELU (état limite ultime) et ACC (accidentelles) permettent de vérifier la résistance de la structure. Les combinaisons ELS (état limite de service) permettent de vérifier l'aptitude de la structure à sa destination (essentiellement le respect des déformations limites). Les combinaisons génériques sont reportées en [Annexe B].



4.3. • Dimensionnement structural

Le dimensionnement structural (à froid) d'un balcon ou d'une coursi-ve en acier est régi par le corpus Eurocode 3, et en particulier les normes suivantes :

NF EN 1993-1-1 Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

NF EN 1993-1-8 Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 1-8 : Calcul des assemblages

Les parties suivantes peuvent également s'avérer nécessaires selon les cas :

NF EN 1993-1-3 Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 1-3 : Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid

NF EN 1993-1-5 Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 1-5 : Plaques planes

NF EN 1993-1-11 Eurocode 3: Calcul des structures en acier –
Partie 1-11 : Calcul des structures à câbles ou éléments tendus

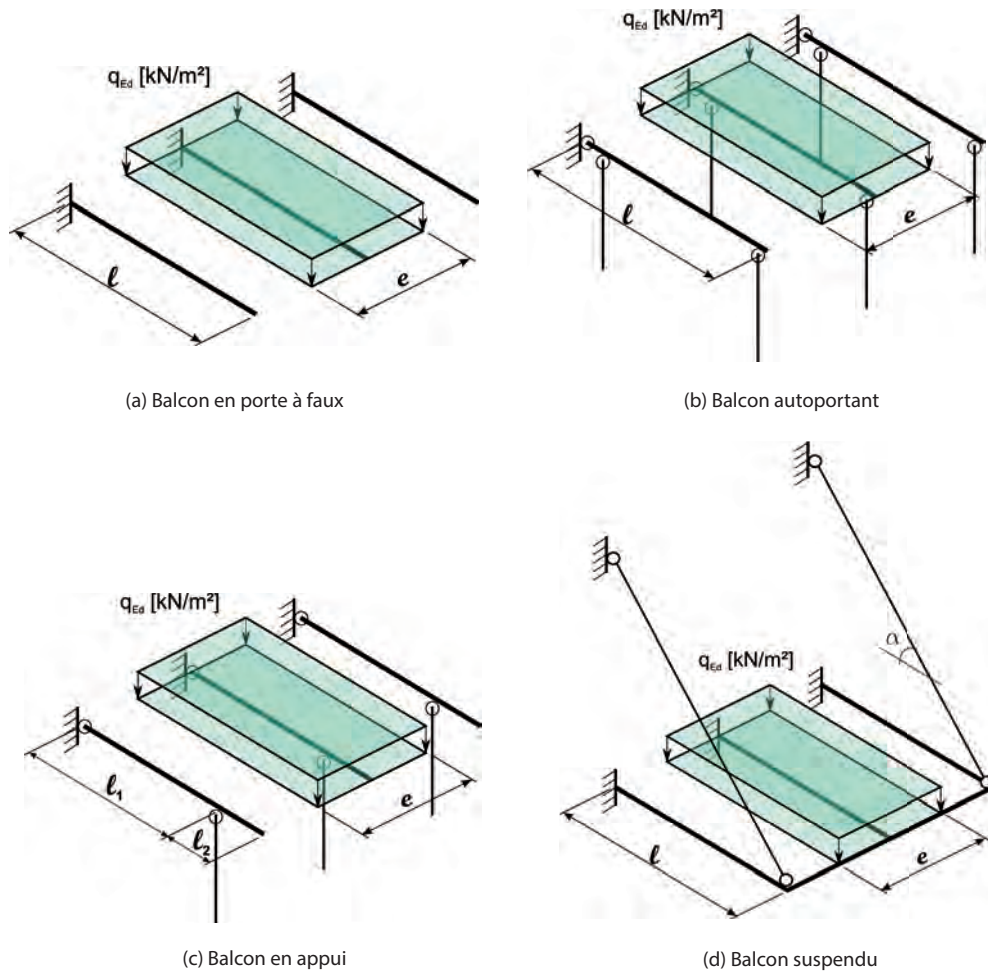
Dans le cas des structures de balcon / coursi-ve en aluminium, il convient d'appliquer l'Eurocode 9, dont les fondements (et bien sou-vent les vérifications) sont identiques à l'Eurocode 3.

NF EN 1999-1-1 Eurocode 9: Calcul des structures en aluminium –
Partie 1-1 : règles générales

4.3.1. • Ossature de la structure métallique rapportée

4.3.1.1. • Analyse

Les structures métalliques rapportées peuvent en règle générale être analysées de manière séparée du bâtiment. Cela revient à admettre que le bâtiment est rigide devant l'élément rapporté, mais ne dis-pense en aucune façon de tenir compte de la rigidité effective de l'as-semblage si celui-ci doit transmettre un moment de flexion (cf. 4.3.4).



▲ Figure 20 – Exemple de schémas statiques pour des cas courants

Le concepteur de l'élément métallique devra fournir une descente de charge au bureau d'étude gros œuvre, pour prise en compte dans sa propre analyse. En amont, il conviendra de définir les conditions de liaison en bonne entente entre les responsables des lots « gros œuvre » et « élément rapporté ».

Le calcul des sollicitations dans les balcons ou les coursives est effectué par les méthodes usuelles de la résistance des matériaux. Il est admis d'effectuer une analyse élastique pour la distribution des sollicitations internes, et d'utiliser dans la même démarche une vérification en résistance, soit élastique dans tous les cas, soit plastique si la classe de la section le permet. L'utilisation d'une démarche d'analyse globale plastique n'est pas recommandée pour les structures rapportées.

Dans le cas des balcons ou coursives en appui ou autoportants, il conviendra évidemment de tenir compte du report des charges d'un étage à l'autre. De même, l'analyse devra être réalisée avec attention pour les balcons suspendus dont les haubans utilisent la même fixation que le balcon supérieur.

Si la structure rapportée a une portée importante, les profils qui la composent peuvent présenter une rigidité relativement comparable à celle des éléments du bâtiment support sur lequel elle est fixée



(d'autant plus lorsque le bâtiment support est à ossature métallique). Une analyse complète intégrant l'élément rapporté et la structure du bâtiment support peut alors être envisagée par les concepteurs.

Il est également nécessaire de réaliser une analyse complète dans le cas où des éléments rapportés en appui ou autoportants sont fixés sur un bâtiment support sensible aux effets du second ordre (voir ci-après).

4.3.1.2. • Second ordre et imperfections

Dans la pratique courante, l'analyse des structures est effectuée « au premier ordre », c'est-à-dire que l'on suppose que les déformations de la structure restent « infiniment » petites. Il s'agit d'une hypothèse permettant généralement une bonne estimation de l'état final sous le chargement appliqué.

L'approche dite « analyse au second ordre », plus précise mais aussi plus complexe à mettre en œuvre, consiste à prendre en compte l'influence du changement de géométrie de la structure consécutif à sa déformation. Certaines structures sont plus sensibles que d'autres aux effets du second ordre et aux imperfections globales initiales (faux aplomb).

L'Eurocode impose la prise en compte de ces effets lorsqu'ils deviennent significatifs, ce qui constitue un changement dans la pratique courante et peut concerner les balcons et coursives en appui ou autoportants sur des poteaux. Cependant, l'ensemble des dispositions suivantes permet de s'assurer que ces effets peuvent être négligés et qu'une analyse au premier ordre sans imperfection est suffisante :

- le bâtiment support peut être considéré comme rigide comparé à l'élément rapporté ;
- l'élément rapporté possède un contreventement vertical, ou un contreventement horizontal sous le platelage, ou ce dernier permet un effet diaphragme suffisant (cf. 4.1.4) ;
- le calcul est mené en prenant en compte une charge horizontale forfaitaire valant 10% de la charge verticale d'exploitation (cf. 4.2.2).

A défaut, les critères de la norme NF EN 1993-1-1 s'appliquent pour juger de la nécessité de prendre en compte ou non les effets du second ordre et/ou les imperfections globales sur l'élément rapporté.

Une analyse intégrant l'élément rapporté et le bâtiment support est nécessaire lorsque ce dernier est lui-même sensible aux effets du second ordre (cette sensibilité étant déterminée en intégrant les charges gravitaires venant de l'élément rapporté). L'analyse devra tenir compte des règles données dans les Eurocodes concernant la prise en compte des imperfections globales et du second ordre.

Pour les éléments suspendus, le contreventement horizontal sous le platelage, ou la vérification de l'effet diaphragme de ce dernier



(cf. 4.1.4), permet de se prémunir, sans autre vérification nécessaire, d'un phénomène d'instabilité globale (en parallélogramme).

4.3.1.3. • Résistance des éléments

La vérification de la résistance des différents éléments doit être basée sur les règles données dans la NF EN 1993-1-1. Pour la vérification des poteaux vis-à-vis de l'instabilité, la longueur de flambement, et/ou de déversement à considérer est la longueur d'épure, soit la hauteur entre étages. Cette règle est valable lorsque les effets du second ordre et des imperfections globales sont négligeables ou, à défaut, lorsqu'ils sont pris en compte dans l'analyse pour la détermination des sollicitations.

4.3.1.4. • Déformation des éléments

L'annexe nationale à la NF EN 1993-1-1 donne les valeurs maximales recommandées pour les flèches suivantes, applicables au domaine du présent document :

Critère mesuré	Limites
Flèche verticale du plancher et de son ossature (poutres maitresses, longerons, ...) sous combinaison ELS	$L / 200$
Flèche verticale du plancher et de son ossature (poutres maitresses, longerons, ...) sous cas de charge variable élémentaire	$L / 300$
Déplacement en tête de poteaux (structures en appuis ou autoportantes), mesuré sur la hauteur H_i entre étages	$H_i / 200$
Déplacement en tête de poteaux (structures en appuis ou autoportantes) sur la hauteur H totale des poteaux :	
$H \leq 30$ m	$H / 200$
$H \geq 30$ m	$H / 300$

Note : L représente la portée de l'élément rapporté, ou le double si celui-ci est en porte à faux

L'attention du concepteur est également attirée sur la problématique de la vibration des coursives sous l'effet de la marche des usagers. Des vibrations peuvent devenir inconfortantes pour les usagers de la coursive et dégrader les organes de fixation, généralement prévus pour des chargements quasi statiques.

Les vibrations d'une coursive rapportée peuvent également poser des problèmes d'inconfort acoustique pour les occupants du bâtiment support (en fonction de la conception de la coursive, du bâtiment support et de l'assemblage entre les deux).

Pour l'heure, ce sujet ne fait l'objet d'aucune norme ou règlement applicable, ni de recherches particulières. Dans l'attente, il est recommandé que la fréquence propre verticale ne soit pas inférieure à 2,6 Hz (ou une limite plus sévère à fixer par les documents du marché) pour des coursives constituant l'accès unique ou principal à un local, en considérant la totalité des charges permanentes et 20% de la charge d'exploitation.

La fréquence propre f peut être estimée à partir de la flèche δ (sous le cas de charges décrit) par des formules de la littérature, par exemple :

$$f [Hz] = \frac{15,8}{\sqrt{\delta [mm]}}$$

4.3.2. • Support et fixation

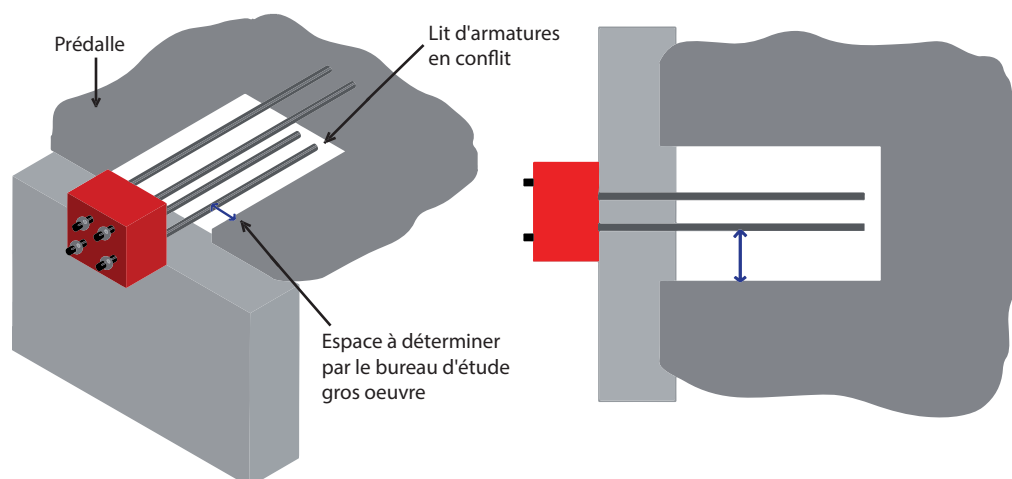
La vérification du support sous les sollicitations transmises par le balcon / la coursive rapporté(e) est de la responsabilité du bureau d'étude gros œuvre. Les vérifications du support s'entendent sur le plan global (prise en compte de l'effet de l'élément rapporté sur les sollicitations dans l'ossature du bâtiment) et sur le plan local (diffusion des efforts ponctuels).

4.3.2.1. • Support béton

Pour la fixation dans le nez d'une dalle béton, il convient de respecter le dimensionnement du fabricant de l'organe de fixation ou du rupteur thermique et les règles de la NF EN 1992-1. Les règles particulières du ferrailage minimal sont applicables.

Sous l'effet d'une compression, l'épaisseur de la platine d'extrémité, le cas échéant, conditionne la contrainte appliquée au béton. Les vérifications sont semblables à celles concernant les pieds de poteaux [Annexe B].

Lorsque les organes de fixation ou les rupteurs thermiques comportent des armatures en attente destinées à s'ancrer dans une dalle béton, il convient de s'assurer de la capacité de la dalle à recevoir cet ancrage. Elle doit présenter une épaisseur et un ferrailage suffisant (voir la documentation de l'organe de fixation), celui-ci devant recouvrir les armatures en attente de la fixation. En particulier, cela peut rendre certains systèmes de plancher inaptes à recevoir une liaison d'éléments rapportés (poutrelle – entrevous, dalles alvéolées, plancher sur bac collaborant).



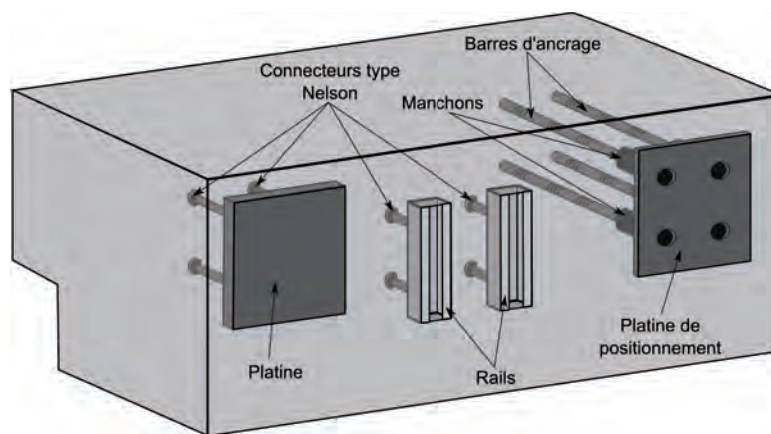
▲ Figure 21 – Réserve autour des armatures en attente



Dans certains cas, il est envisageable de créer une réservation autour des armatures en attente de l'organe de fixation, et de combler cette réservation avec du béton structural permettant ainsi un transfert adéquat des efforts de liaison dans la dalle de béton. Cette adaptation doit impérativement faire l'objet d'une vérification spécifique de la part du bureau d'étude gros œuvre.

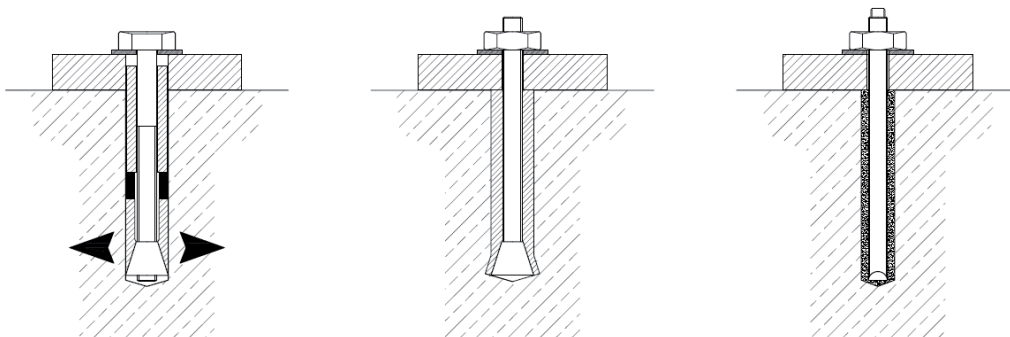
Cette disposition doit également être adoptée pour les dalles réalisées sur prédalles lorsqu'il y a conflit entre cette dernière et le lit inférieur des armatures en attente de la fixation. Il s'agit généralement du cas où une inversion de moment de flexion est envisagée dans l'organe de fixation.

Les fixations utilisées pour un support béton peuvent être pré-scellées (mises en place dans le coffrage avant coulage du béton) ou post-scellées (mises en œuvre dans un béton durci). Parmi les systèmes pré-scellés utilisés couramment, on peut distinguer les platines, les rails et les ancrages manchonnés. Les rupteurs thermiques sont également des fixations pré-scellées dans le béton.



▲ Figure 22 – Platine, rails et ancrages manchonnés

Les fixations post-scellées sont de plusieurs types comme les chevilles à expansion, les chevilles à verrouillage de forme, les chevilles à scellement, les vis à béton, etc. Les chevilles nécessitent un perçage préalable du béton.



▲ Figure 23 – Chevilles à expansion, à verrouillage de forme, à scellement



Pour la conception de chaque type de fixation, il convient de se reporter à la documentation du fabricant, aux documents d'évaluation/certification (Avis Techniques, Agréments techniques Européens, Appréciations Techniques d'Expérimentation, ...) ou aux normes, lorsqu'elles existent.

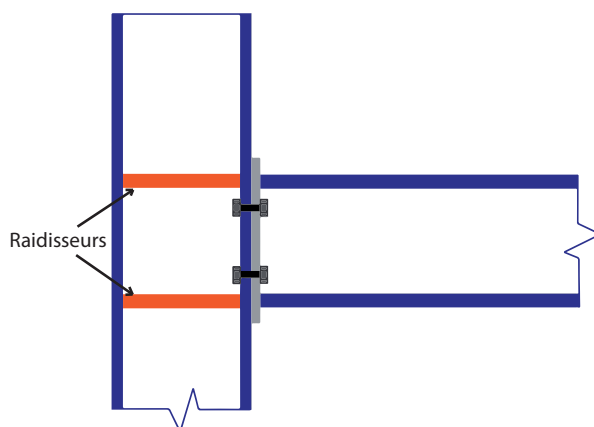


Au moment de la rédaction du présent guide, les chevilles sous ATE ne sont pas qualifiées en situation sismique. Il convient de se reporter aux documents d'évaluation des différents systèmes de fixation pour en apprécier le domaine d'emploi.

4.3.2.2. • Support métallique

Les vérifications à mener sur le support métallique doivent respecter les recommandations du fabricant de l'organe de fixation (ou du rupteur thermique) et les règles de la NF EN 1993-1-8. Lorsque le support est composé d'une platine, la vérification est identique, pour le moins dans ces principes, à celle présentée dans l'[Annexe B].

Pour un assemblage sur une semelle de poteau, la vérification est similaire (voir la NF EN 1993-1-8). Dans le cas d'un assemblage encasturé, il est recommandé de mettre en place des raidisseurs transversaux en vis-à-vis des semelles des poutres consoles du balcon.



▲ Figure 24 – Raidisseurs

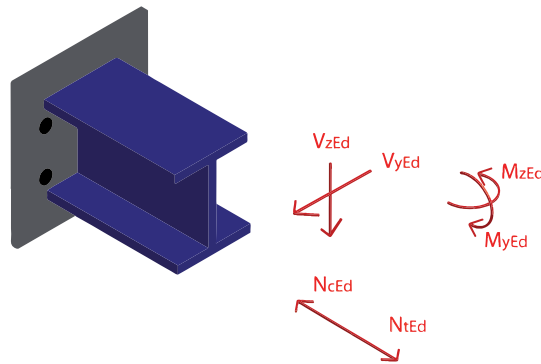
Sur support métallique, la fixation de la structure rapportée est réalisée par boulons à serrage contrôlé (HR, HV), boulons ordinaires (SB) ou par interposition d'un rupteur thermique de type acier – acier.

4.3.3. • Résistance de l'assemblage sur le support

Le balcon ou la coursive est généralement fixé(e) à la structure du bâtiment par l'intermédiaire d'une platine d'about. D'autres modes de fixation peuvent être envisagés (exemple : par cornières), notamment dans le cas de balcon ou coursive autoportant sur quatre poteaux où



les efforts sont réduits. Ces cas ne sont pas traités ici, mais ne posent pas de difficultés majeures.



▲ Figure 25 – Efforts envisageables sur une platine d'about

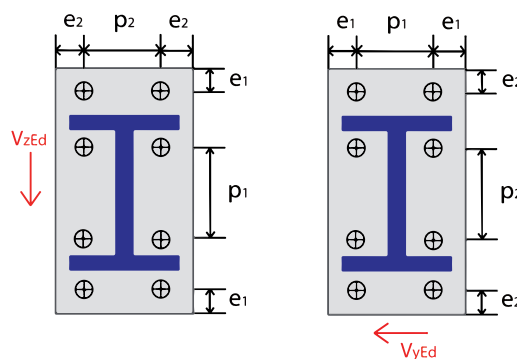
On suppose que le moment M_{zEd} est nul, la conception du balcon doit donc satisfaire les règles données en [Annexe B]. On ne considère pas non plus le cas, à éviter, où la platine doit transmettre un moment de torsion. La vérification de la platine doit satisfaire aux règles données dans la norme NF EN 1993-1-8, les principales étant reportées en [Annexe B].

La géométrie de la platine doit respecter les valeurs suivantes, dans le cas de trous ronds normaux :

Distance	Minimum	Maximum
Pince longitudinale e_1	$1,2 d_0$	$4 t + 40 \text{ mm}$
Pince transversale e_2	$1,2 d_0$	$4 t + 40 \text{ mm}$
Entraxe longitudinale p_1	$2,2 d_0$	$14 t < 200 \text{ mm}$
Entraxe transversale p_2	$2,4 d_0$	$14 t < 200 \text{ mm}$

d_0 : diamètre de perçage

t : épaisseur de la platine ou de la semelle du poteau



▲ Figure 26 – Dimensions de référence d'une platine

En présence de trous oblongs, les pince (longitudinales comme transversales) doivent respecter un minimum de $1,5x d_0$ selon la norme NF EN 1993-1-8.

Dans le cas de l'interposition d'un rupteur thermique, il convient d'analyser le fonctionnement du système mécanique de l'organe de liaison pour vérifier la platine. Il s'agit notamment d'analyser le transfert des efforts de compression (par les tiges d'ancrage, par un



élément spécifique, ...) afin d'évaluer l'effet d'un éventuel décalage entre le centre de gravité de la poutre et le centre de compression du rupteur.

4.3.4. • Rigidité de l'assemblage sur le support

Dans le cas où l'assemblage du balcon/de la coursive sur l'ossature porteuse du bâtiment est prévu pour transmettre un moment de flexion (il est généralement dit « encastré »), il convient de déterminer la rigidité effective de l'assemblage complet, notée S_j . Dans le cas d'un balcon/d'une coursive en porte à faux, les efforts ne dépendent pas de la rigidité, mais la flèche peut être nettement majorée en cas de rigidité relativement faible.

Cette rigidité effective de l'assemblage ne concerne que l'analyse locale. Du point de vue de l'analyse globale, le concepteur du bâtiment support (bureau d'étude gros œuvre) doit prendre toutes les dispositions destinées à assurer une résistance et une rigidité adéquates lorsque la reprise d'un moment dans la fixation est prévue.

Au sens de la NF EN 1993-1-8, les assemblages transmettant un moment sont de deux types :

- rigide : un encastrement parfait est alors satisfaisant pour décrire son comportement ;
- semi-rigide : la rigidité réelle est à prendre en compte dans l'analyse. Celle-ci permet de calculer les sollicitations (pour un système hyperstatique) ainsi que la flèche.

L'assemblage d'un élément rapporté sur un bâtiment support est considéré rigide lorsque sa rigidité initiale $S_{j.ini}$ respecte la condition suivante :

$$S_{j.ini} \geq 30 \frac{EI_y}{L}$$

où I_y représente l'inertie de flexion de la poutre maîtresse du balcon ou de la coursive et L sa portée (et E le module d'Young).

La rigidité de l'assemblage est influencée par le support (rigidité locale), l'organe de fixation et la platine de fixation. Suivant la conception locale, la rigidité de l'assemblage $S_{j.ini}$ est entièrement déterminée analytiquement ou par sommation de termes venant de la documentation fournisseur (organe de fixation) et du calcul (platine) :

$$\frac{1}{S_{j.ini}} = \sum \frac{1}{S_{composant}}$$

Les rupteurs thermiques constituent un type d'organe de fixation avec une rigidité relativement faible, en général. Les fabricants fournissent des valeurs de rigidités tenant compte, en principe, du rupteur seul.

4.4. • Evaluation et qualification des rupteurs thermiques

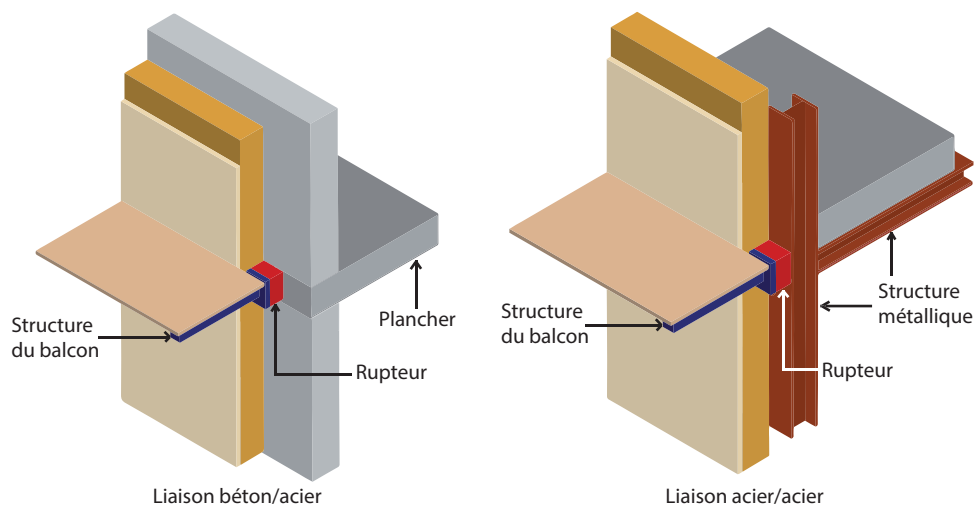
Les éléments constituant le rupteur thermique sont des composants spécifiques en matériaux isolants, propres à chaque fabricant, qui associés à un système mécanique de liaison structurale, permettent de fixer l'élément rapporté extérieur à l'ossature du bâtiment tout en réduisant le pont thermique au niveau de cette fixation.

Les rupteurs thermiques n'étant pas, à l'heure actuelle, des éléments relevant de la traditionnalité en construction, leur utilisation relève normalement des procédures de type Avis Techniques (AT), Agréments Techniques Européens (ATE) ou Appréciations Techniques d'expérimentation (ATEX). En l'absence d'une telle évaluation, un avis de chantier est nécessaire.



Les auteurs rappellent qu'au moment de la rédaction du présent guide, aucun rupteur thermique correspondant au domaine d'application évoqué ne bénéficie d'un AT ou d'un ATE. Pour les rupteurs sur support béton, le concepteur pourra trouver certaines informations dans les Avis Techniques concernant les rupteurs béton / béton et dans le guide « Rupteurs thermiques sous Avis Techniques » de la même collection. Pour les rupteurs sur support acier, aucune évaluation n'est disponible actuellement.

Les solutions de chantier relèvent d'avis de chantier, étant proposées au cas par cas. De même que pour le produit manufacturé, les solutions de chantier doivent être évaluées par le concepteur en termes de performances, notamment thermique et mécanique.



▲ Figure 27 – Positionnement du rupteur – Schéma de principe



4.4.1. • Caractéristiques thermiques

D'un point de vue thermique, un rupteur peut être caractérisé par sa conductivité thermique équivalente (λ_{eq}). Celle-ci correspond à la conductivité thermique moyenne du système rupteur tenant compte de l'ensemble de ses composants (isolant, boulons de fixation, etc.). La résistance thermique équivalente du rupteur (R_{eq}) est parfois utilisée à la place de la conductivité. Elle correspond au rapport de l'épaisseur du rupteur thermique (d) à la conductivité thermique équivalente (λ_{eq}).

$$R_{eq} = \frac{d}{\lambda_{eq}}$$

Plus la R_{eq} est élevée, moins les déperditions thermiques sont importantes.

4.4.2. • Caractéristiques mécaniques (structurales)

Les caractéristiques structurales requises pour le rupteur thermique dépendent de la conception de la structure métallique rapportée (balcon ou coursive) et de la nature de la liaison :

- Liaison acier/béton ;
- Liaison acier/acier.

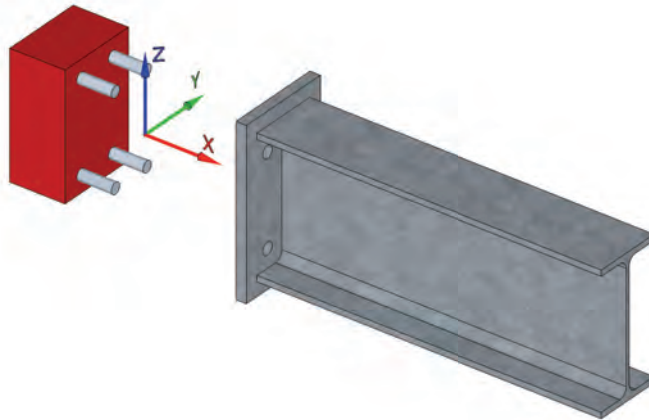
4.4.2.1. • Performances

Les performances structurales minimales devant être définies par le fabricant sont les suivantes :

- Résistance V_{zRd} à un effort tranchant vertical, éventuellement différenciée suivant le signe de l'effort (V_{z+Rd} et V_{z-Rd}) ;
- Résistance V_{yRd} à un effort tranchant horizontal ;
- Résistance N_{tRd} à un effort de traction ;
- Résistance N_{cRd} à un effort de compression ;
- Résistance M_{yRd} à un moment de flexion autour de y-y, éventuellement différenciée suivant le signe du moment (M_{y+Rd} et M_{y-Rd}) ;
- Rigidité $S_{rupteur}$ en flexion autour de y-y, éventuellement différenciée suivant le signe du moment ($S_{+rupteur}$ et $S_{-rupteur}$).

La rigidité des rupteurs « acier – acier » peut être déterminée pour le rupteur uniquement, les termes de platine et de support variant d'une conception à l'autre. Pour les rupteurs « béton – acier », la rigidité locale du support béton doit être incluse.

Certaines performances peuvent être nulles, c'est notamment le cas de M_{yRd} et $S_{rupteur}$ pour un rupteur de type « articulé » (balcon sur appuis ou autoportant).



▲ Figure 28 – Conventions d'axes pour le dimensionnement structural

La détermination des performances structurales du rupteur thermique est de la responsabilité du fabricant. Les éléments de preuves concernant ces performances n'ont pas nécessairement à être rendus publics par le fabricant, mais ils sont inclus dans le dossier technique pour toute évaluation (AT, ATE, ATE_x, ...).

Les performances structurales peuvent être déterminées par calcul analytique, en référence aux normes Eurocodes, lorsque la technologie mécanique du rupteur est cohérente avec le domaine d'emploi de ces textes. Il est également possible de réaliser des simulations numériques (éléments finis), en cohérence avec les principes de ces normes.

Des essais peuvent être exigés par l'organisme effectuant l'évaluation du système. Ils s'avèrent généralement nécessaires, en particulier pour valider les résistances au cisaillement. Les résultats de ces derniers sont comparés aux performances déterminées par le calcul (analytique ou numérique), de manière à démontrer la bonne corrélation entre théorie et expérimentation.

En alternative, il est possible de déterminer la totalité des performances par des essais, ceux-ci devant être menés dans le respect des principes de la norme NF EN 1990 (en particulier son annexe D).

4.4.2.2. • Structure rapportée en porte à faux

Le rupteur thermique doit pouvoir assurer la reprise de l'ensemble des charges appliquées au balcon, ainsi que le poids du balcon lui-même. Il est sollicité à la fois en flexion et cisaillement vertical dans son fonctionnement normal ; auquel on ajoute des efforts de traction, compression ou effort tranchant horizontal (composante horizontale de la charge d'exploitation, action thermique ou séisme).

La résistance vis-à-vis du moment de flexion est généralement le point déterminant dans ce cas. Il convient également de déterminer la rigidité de l'assemblage en tenant compte de la présence du rupteur pour vérifier le critère de flèche. La hauteur (ou l'écartement vertical

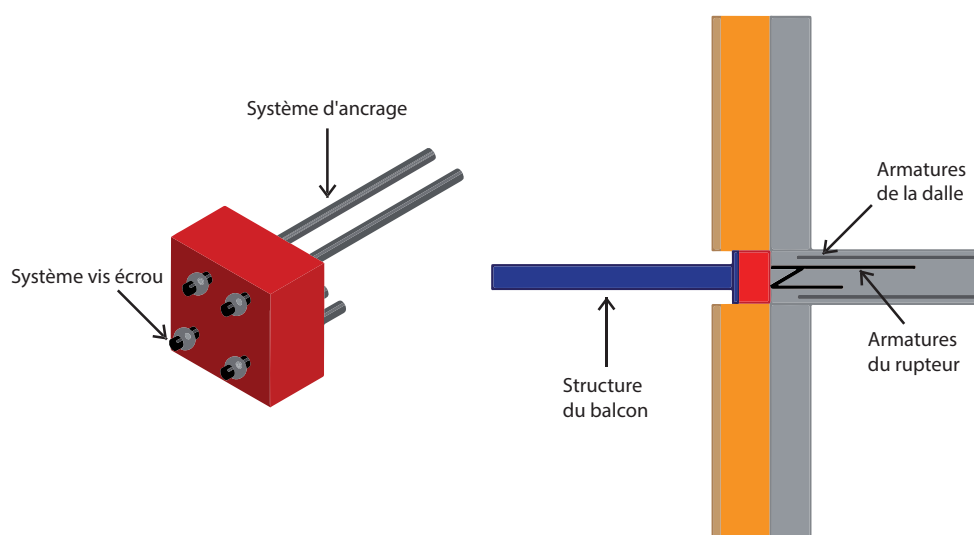


entre les tiges) de ce type de rupteur influence directement sa résistance et sa rigidité en flexion.

Il convient de prêter attention au sens de pose ; ces rupteurs comportant généralement les éléments destinés à reprendre la compression uniquement en partie inférieure et ceux destinés à reprendre la traction uniquement en partie supérieure.

Fixation dans une dalle béton

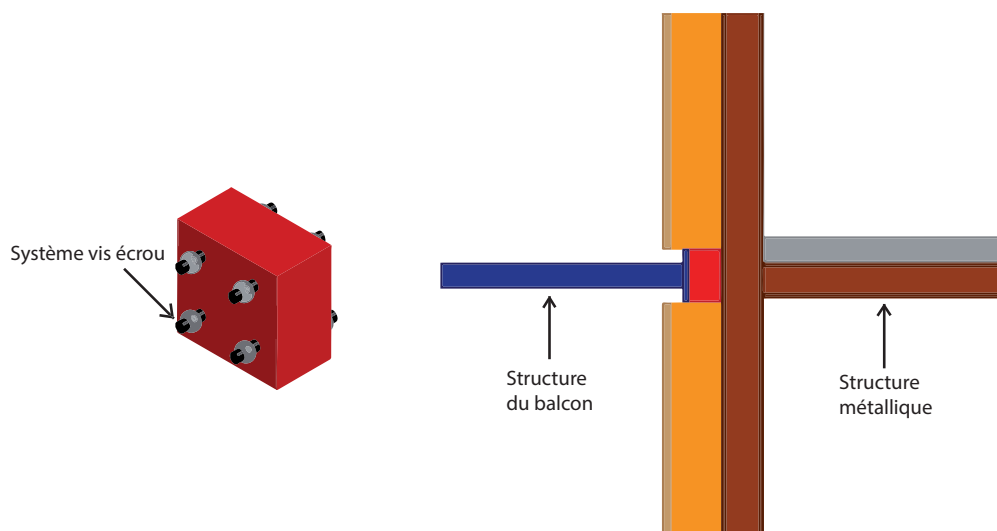
Les rupteurs thermiques utilisés dans cette configuration comportent un côté « béton » avec des armatures en attente destinées à être incorporées dans la dalle et un côté « acier » avec au moins quatre tige filetées permettant la pose de l'élément rapporté.



▲ Figure 29 – Rupteur thermique béton/acier en porte à faux [4]

Fixation sur une charpente métallique

Les rupteurs comportent au moins quatre tiges filetées traversantes (en général) de part et d'autre.



▲ Figure 30 – Rupteur thermique acier/acier en porte à faux

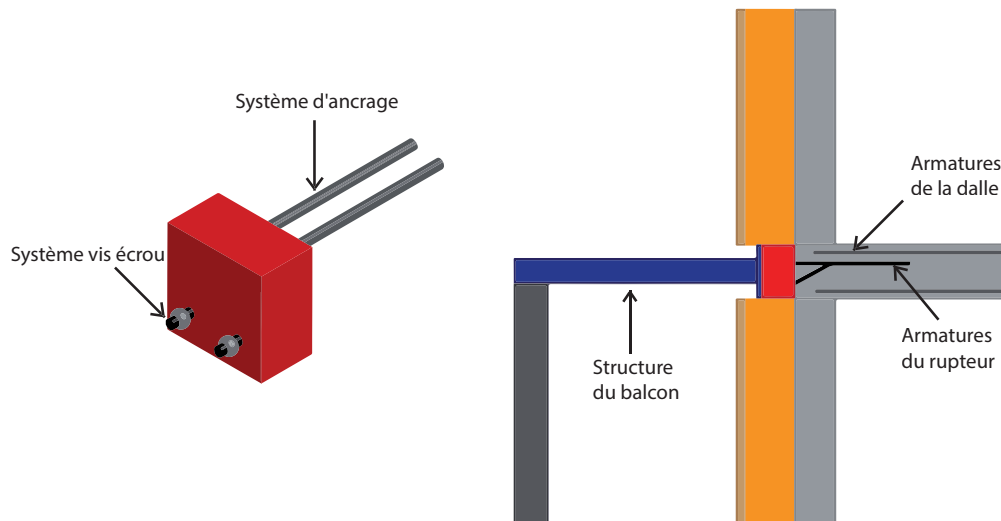


4.4.2.3. • Structure rapportée sur appui

Le rupteur thermique doit pouvoir assurer la reprise des efforts verticaux appliqués sur le balcon, généralement à part égale avec le poteau. Il est donc sollicité essentiellement en effort tranchant vertical. Ce type de rupteur est dit « articulé ».

Fixation dans une dalle béton

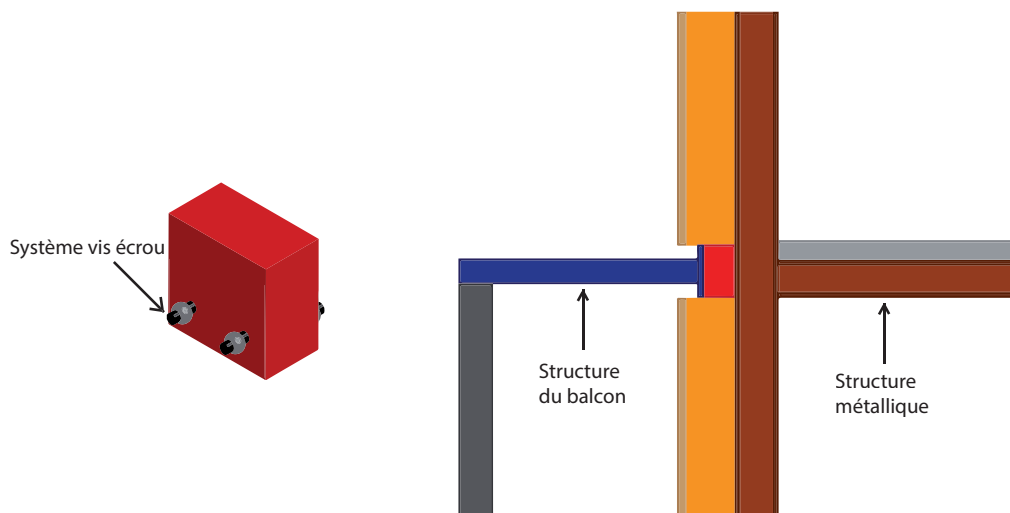
Le côté « béton » des rupteurs thermiques utilisés dans cette configuration comporte généralement un ferrailage moindre que pour les éléments en porte à faux. Le côté « acier » dispose lui d'au moins deux tiges filetées.



▲ Figure 31 – Rupteur thermique béton/acier en appuis [4]

Fixation sur une charpente métallique

Les rupteurs comportent au moins deux tiges filetées traversantes (en général) de part et d'autre.



▲ Figure 32 – Rupteur thermique acier/acier en appuis [4]



4.4.2.4. • Structure rapportée suspendue

Dans le cas d'une structure métallique suspendue avec des suspentes fixées à la façade, les efforts dans le rupteur thermique sont considérablement réduits par rapport à une structure en porte à faux. L'utilisation d'un rupteur « articulé » est plus simple et généralement plus économique, mais elle est seulement possible s'il est démontré qu'il n'y a pas de risque de soulèvement par le vent.

4.4.2.5. • Structure rapportée autoportante

Dans ce cas, le rupteur de type « articulé » reprend uniquement des efforts de traction, compression et éventuellement un effort tranchant horizontal.

4.4.3. • Sollicitations sismiques

Comme précisé au paragraphe [4.2.6.5], les éléments de fixations doivent être compatibles avec la nature cyclique des sollicitations sismiques. Il revient donc au concepteur/fournisseur du rupteur thermique de démontrer cette compatibilité, en recourant soit à des calculs analytiques lorsque la conception s'y prête, soit à des simulations numériques (éléments finis) ou à des essais adéquats. Le cas échéant, le mode d'ancrage dans le béton doit également être justifié de ce point de vue.

4.4.4. • Sécurité incendie

Pour les rupteurs thermiques, la satisfaction des exigences réglementaires en matière de résistance au feu, notamment le critère d'isolation thermique, peut conduire à la mise en œuvre de dispositions constructives particulières, tel que l'ajout de plaques isolantes.

La justification de la performance au feu d'un rupteur thermique doit être apportée par le fabricant. Le cas échéant, elle doit indiquer :

- Le classement en réaction au feu du rupteur ;
- Le classement en résistance au feu, R, RE ou REI, selon le cas, du (des) système(s) constructif(s) incluant le rupteur et son environnement.

Cette justification peut prendre la forme d'un Avis technique et/ou d'une appréciation délivrée par un laboratoire agréé par le Ministère de l'Intérieur en résistance au feu ou en réaction au feu.

4.4.5. • Acoustique

Les rupteurs thermiques sont des éléments singuliers structurels d'une ossature de bâtiment. Pour les balcons, et plus particulièrement pour les coursives, leur mise en œuvre ne doit pas altérer l'isolation acoustique du bâtiment, notamment vis-à-vis des bruits d'impact.

Des essais réalisés sur les planchers équipés des rupteurs peuvent démontrer que ces derniers permettent de répondre (éventuellement, avec des traitements complémentaires) aux exigences de la réglementation acoustique dans le domaine considéré. Les performances acoustiques relatives aux bruits d'impact font l'objet d'une information dans la fiche produit du rupteur thermique.

En principe, les rupteurs thermiques positionnés à l'extérieur du bâtiment ont une influence négligeable sur l'isolation vis-à-vis des bruits extérieurs, et n'ont aucune influence sur la propagation entre logements.

4.5. • Sécurité incendie

4.5.1. • Stabilité au feu de la structure porteuse

La stabilité au feu d'une structure métallique rapportée en façade de bâtiment (balcons, coursives, escaliers extérieurs etc.) est généralement soumise aux mêmes exigences réglementaires que le reste du bâtiment. Ainsi, la stabilité au feu à respecter, qui est définie par rapport à l'action thermique prédéterminée de l'incendie conventionnel (feu ISO), peut varier entre ½ heure (R30) et 2 heures (R120) suivant les conditions d'exploitation du bâtiment (voir [Annexe D]).

Toutefois, compte tenu de la localisation extérieure (sans effet de confinement) et l'absence de potentiel calorifique au voisinage direct des éléments, la justification des niveaux de performance demandés pour les structures rapportées en façade de bâtiment par l'approche basée sur l'incendie conventionnel s'avère irréaliste et donc inadaptée. L'utilisation de cette approche aboutit habituellement à un surdimensionnement de la structure et/ou à la mise en œuvre d'une protection contre l'incendie, qui ne s'avère pas nécessaire et qui est très coûteuse.

En alternative à cette approche qui n'est pas réaliste pour les éléments extérieurs, la vérification au feu des éléments métalliques rapportés en façade des bâtiments peut se faire en appliquant la méthode normative dite « des flammes extérieures », relative au calcul de l'échauffement des structures extérieures quel que soit le degré de stabilité au feu requis. Cette méthode normative, dont l'application a été rendue officielle par l'arrêté du 22 mars 2004, modifiée par l'arrêté du 14 mars 2011 est détaillée dans l'Annexe B de l'Eurocode 1 partie 1.2 et l'Annexe B de l'Eurocode 3 partie 1.2. Elle permet d'estimer la température maximale pouvant être atteinte par les éléments de structure en acier situés à l'extérieur d'un bâtiment et faisant face à une ouverture par laquelle les flammes pourraient s'échapper et pourraient donc générer des sollicitations thermiques sur les éléments, lors du développement d'un incendie à l'intérieur du bâtiment. L'échauffement des éléments extérieurs dépend principalement des dimensions des locaux,



des pouvoirs calorifiques présents dans ces locaux, de la nature des parois, des ouvertures, des dimensions et emplacements de ces éléments par rapport à la façade.

La vérification de la stabilité au feu des éléments extérieurs consiste ensuite à s'assurer simplement que l'échauffement maximal de chaque élément étudié est inférieur à la température critique de l'élément (définie comme la température au-delà de laquelle l'élément de structure ne peut plus être stable). La température critique d'un élément métallique dépend de nombreux paramètres tels que le niveau de chargement de l'élément (rapport entre la charge appliquée en situation d'incendie et la capacité portante mécanique à température normale), le système constructif (poutre, poteau, système hyperstatique, ...), l'élément utilisé (forme de la section) et la réduction de la résistance de l'acier aux températures élevées. Cette température critique varie généralement entre 500 et 900 °C. Elle peut être obtenue par le calcul à partir des formules simplifiées données dans l'Eurocode 3 Partie 1.2. Il est également possible de se référer aux valeurs forfaitaires de l'annexe nationale de la NF EN 1993-1-2 (qui s'avèrent habituellement très sécuritaires pour les éléments extérieurs), qui sont :

- Poutres hyperstatiques : 570°C ;
- Poutres isostatiques et éléments tendus : 540°C ;
- Éléments comprimés : 500°C ;
- Éléments soumis à la flexion et à la compression axiale : 500°C.

L'application de la méthode normative « des flammes extérieures » aux structures rapportées en façade de bâtiment permet, dans la plupart des cas, l'utilisation d'éléments porteurs métalliques sans qu'il n'y ait aucune protection rapportée sur ces éléments. C'est le cas notamment lorsque les conditions suivantes sont respectées :

- Le niveau de chargement en situation d'incendie des éléments porteurs est relativement faible. En conséquence, l'emploi de platelages légers est à privilégier ;
- Les éléments de structure sont hors des flammes. Le fait qu'un élément se trouve hors des flammes conduit le plus souvent à une température inférieure à 500°C et donc à la vérification de la stabilité au feu de l'élément. En conséquence, il est préférable de placer les poteaux dans une zone protégée, par exemple, entre deux fenêtres consécutives. Si un poteau est situé devant une ouverture, il doit être suffisamment éloigné de cette ouverture, environ 2,5 m, pour éviter une augmentation trop importante de son échauffement ;
- L'emploi du bois est limité afin d'éviter la présence de produits combustibles au voisinage des éléments porteurs de la structure rapportée.

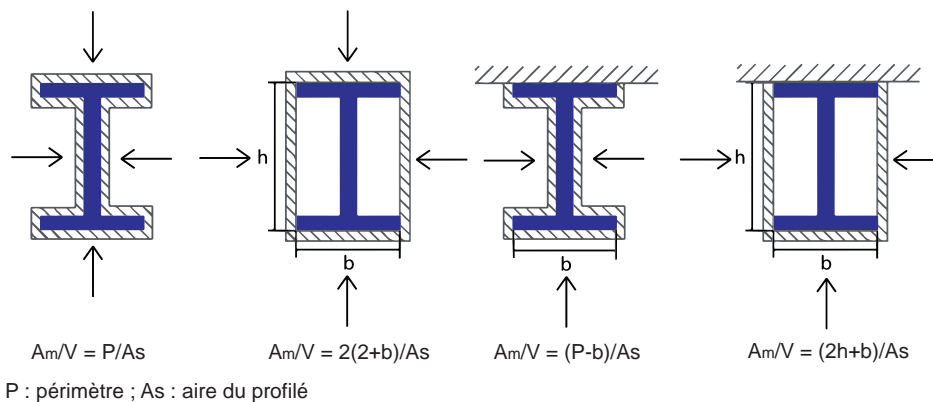
Dans le cas où la stabilité au feu n'est toutefois pas satisfaite selon la méthode des « flammes extérieures », l'élément étudié doit être



protégé. Pour les protections rapportées, il est obligatoire d'utiliser des produits ou systèmes dont les performances ont été évaluées dans les conditions de l'incendie conventionnel et qui possèdent un procès-verbal de caractérisation d'un laboratoire agréé par le Ministère de l'Intérieur.

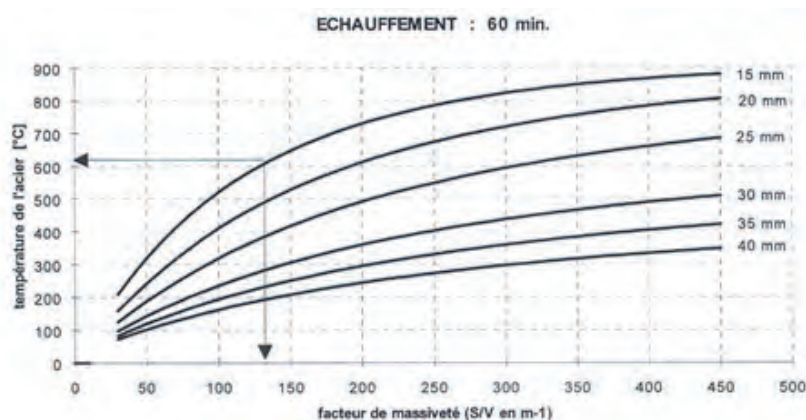
L'épaisseur de protection à appliquer à l'élément est alors obtenue à partir des abaques donnés dans le procès-verbal qualifiant le matériau de protection choisi. Elle est déterminée en fonction du facteur de massiveté de l'élément, de sa température critique et de la durée de stabilité au feu requis pour l'élément en appliquant la démarche suivante :

- Choisir l'abaque se rapportant au temps de stabilité au feu désiré, tel que l'exemple présenté en (Figure 34).
- Rechercher le facteur de massiveté du profilé utilisé en fonction du type de profilé, de la présence ou non de gros ouvrages susceptibles d'occulter, pendant toute la durée de l'incendie, le transfert thermique vers une partie du profilé (par exemple une dalle en béton reposant sur la semelle supérieure d'une poutre), du type de protection (selon le contour ou en caisson). Des exemples de facteurs de massiveté sont donnés dans la (Figure 33).



▲ Figure 33 – Définition du facteur de massiveté pour différentes sections protégées

- Déterminer l'épaisseur de protection à partir de la température critique et du facteur de massiveté. Entre deux courbes sur les abaques, l'épaisseur à appliquer peut être déterminée par interpolation linéaire.



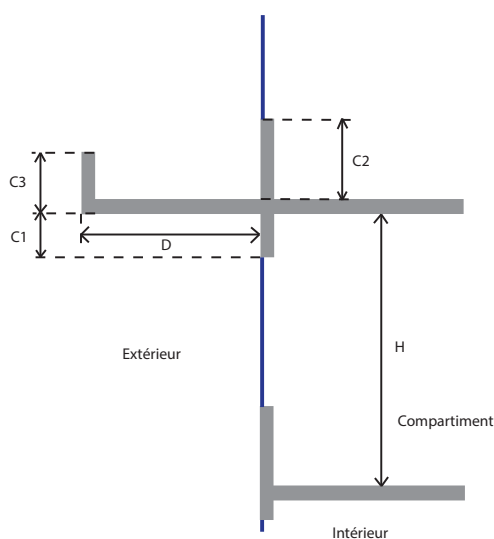
▲ Figure 34 – Exemple d'abaque de produit de protection

Lorsque la structure rapportée doit satisfaire aux exigences de stabilité au feu, l'emploi de l'aluminium doit être écarté dans la mesure où ses propriétés de résistance diminuent de manière significative sous l'effet d'une augmentation de température.

4.5.2. • Résistance à la propagation verticale du feu par les façades

Afin de limiter le risque de propagation du feu, des exigences en termes de résistance à la propagation du feu sont habituellement imposées aux façades de bâtiments comportant des ouvertures (baies vitrées..), et par conséquent aux éléments rapportés sur ces façades.

Ainsi, en plus des exigences de réaction au feu habituellement demandées pour les composants et équipements constituant les façades, selon la destination de l'ouvrage, des dispositions spécifiques relatives à la règle dite du « C+D », doivent être mises en œuvre.



$C = C1 + \max(C2 ; C3)$ est la distance verticale entre le haut et le bas de baies consécutives ou de l'obstacle à la propagation de l'incendie (dalle de balcon par exemple)

D est la distance horizontale (m) entre le plan extérieur et le nu extérieur de la façade à l'aplomb des baies superposées y compris les saillies si elles forment un obstacle résistant au feu (D devant être supérieur à 0,15 m).

▲ Figure 35 – Définition des distances C et D pour la règle du « C+D »

La règle du « C+D » impose une valeur minimale de la distance entre deux baies superposées (distance notée C) éventuellement complétée

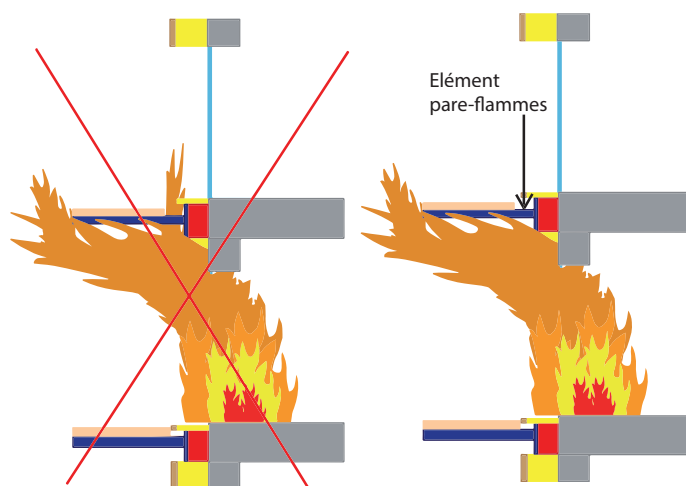
par une saillie du plancher (distance notée D), telle que définie sur la (Figure 35), afin de créer un obstacle au passage du feu d'un étage à l'autre du bâtiment. La valeur minimale de la somme des distances C et D est fixée en fonction du type de bâtiment et de la masse combustible mobilisable des matériaux utilisés en façade [Annexe D].

Lorsque la règle du « C+D » doit être appliquée, il convient donc de s'assurer de la conformité de la structure rapportée en façade de bâtiment avec la performance au feu de l'écran formant le « C + D » :

- Des dispositions constructives doivent être mises en œuvre pour les structures rapportées équipées de rupteurs thermiques afin de garantir l'étanchéité de l'écran formant le « C » ;
- Par ailleurs, lorsque les structures rapportées participent au « D », des dispositions constructives doivent également être mises en œuvre afin d'assurer l'étanchéité aux flammes et gaz chauds à la jonction entre les planchers de la structure rapportée et les façades. Sont susceptibles de participer à l'indice D, les éléments pare-flammes de degré 1 h ou E 60 (RE 60 si porteur). Pour les bâtiments dans lesquels le degré de résistance au feu exigé est inférieur à 1 h, il convient de retenir la même exigence pour les éléments en avancée (plancher de la structure rapportée). Les tôles d'acier de faibles épaisseurs peuvent permettre de répondre à cette exigence.

Les systèmes de liaisons et d'assemblages d'éléments rapportés, sont généralement positionnés au niveau des têtes de plancher, dans une zone de séparation entre locaux superposés ou contigus. Dans ces conditions, et également pour tout autre positionnement séparatif, les éléments de liaison ne doivent pas favoriser la propagation du feu entre locaux séparés. La fonction coupe-feu doit être assurée entre locaux séparés contigus, soit par la constitution même des matériaux utilisés, soit par des protections rapportées réalisant ces exigences.

Toute liaison de façades de type « sec », c'est-à-dire non obturée par une liaison bétonnée continue, doit être obturée près du parement intérieur par une garniture incombustible, sans lacune et efficacement réalisée. Cette barrière n'est pas considérée efficace pour la perméabilité à l'eau et à l'air.



▲ Figure 36 – Pare-flammes entre structure rapportée et façade

L'instruction Technique IT 249 définit un certain nombre de règles constructives, notamment au niveau des jonctions entre planchers et façades ou des emplacements des baies, ou encore des dimensions minimales de saillies en fonction de la masse combustible des matériaux de façade. Pour rappel, l'IT 249 peut s'appliquer aux familles de bâtiments suivants :

- Etablissements recevant du public (dernier niveau supérieur à 8m, locaux réservés au sommeil au-dessous du premier étage) ;
- Immeubles de grande Hauteur ;
- Bâtiments d'habitation (3^e et 4^e famille).

Il est à noter que la performance au feu d'une solution différente de celles proposées par l'IT 249 devra être justifiée. Selon les cas, cette justification pourra prendre la forme d'un rapport d'essai de résistance au feu, d'un avis de chantier délivré par un laboratoire agréé par le Ministère de l'Intérieur ou d'un avis favorable délivré par le CECMI.

4.6. • Etanchéité à l'eau

4.6.1. • Mécanismes de pénétration de l'eau de pluie et protections

Les eaux de pluies ruissellent le long de la façade et s'accumulent au nu arrière de l'élément rapporté. Généralement, cette eau est évacuée par des exutoires et descentes d'eau situés à ce niveau le long de la façade.

La fixation de la structure rapportée sur le support, éventuellement via un rupteur thermique, est située en dessous du niveau d'évacuation d'eau. Elle correspond à une discontinuité dans la composition de la façade, et offre donc des plans de liaison propices à l'infiltration d'eau dans la façade.

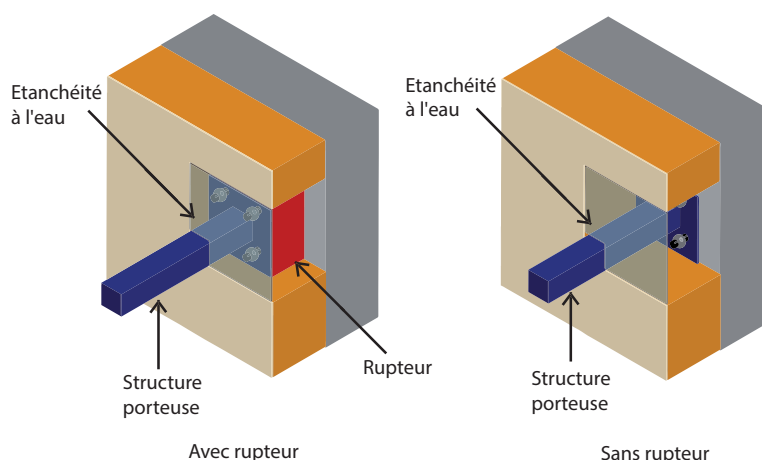


Toutes les possibilités d'intrusion d'eau doivent être colmatées soit par un film étanche situé en face extérieure du nu de fixation de façade (pare pluie), incluant une protection de l'assemblage (et du rupteur éventuel), soit par des éléments étanches inclus dans la conception même de cet assemblage. Cette conception doit être validée et les spécifications de mise en œuvre doivent être indiquées dans la fiche descriptive de l'organe de liaison.

Le calfeutrement à l'aide de mousses expansives n'est pas une solution adéquate à cette situation pour cause de vieillissement prématuré et de sensibilité aux agressions climatiques. Le dispositif d'étanchéité peut être composé d'un mastic élastomère de première catégorie (Classe 25 E).



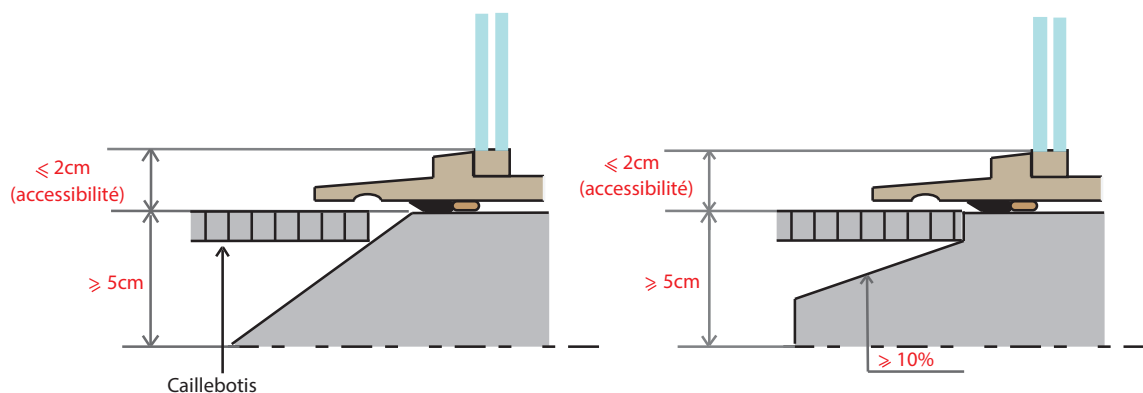
Il est signalé, qu'une malfaçon constructive à ce niveau peut induire des désordres graves de fonctionnement de la liaison. En plus des phénomènes de corrosion résultant de la présence d'eau, la liaison peut être soumise à des cycles de gel/dégel mettant en cause le principe même de résistance de l'appareil de liaison



▲ Figure 37 – Disposition d'étanchéité aux niveaux des fixations

4.6.2. • Garde à l'eau

Conformément au NF DTU 36.5, et sauf dispositions particulières permettant d'éviter l'arrivée de l'eau de pluie directement ou indirectement en sous-face sur la pièce d'appui de la baie vitrée (caniveau recouvert d'un caillebotis, etc.), le gros œuvre est dimensionné de telle manière que la partie inférieure du seuil des portes-fenêtres se trouve à 5 cm au moins au-dessus du niveau de la dalle extérieure (hauteur de l'arête supérieure du seuil mesurée en intégrant les pentes supérieures à 10%). Lorsque les seuils doivent répondre à un besoin d'accessibilité aux personnes handicapées, ces seuils doivent respecter les hauteurs maximales des ressauts imposées par la réglementation en vigueur (cf. 4.7).

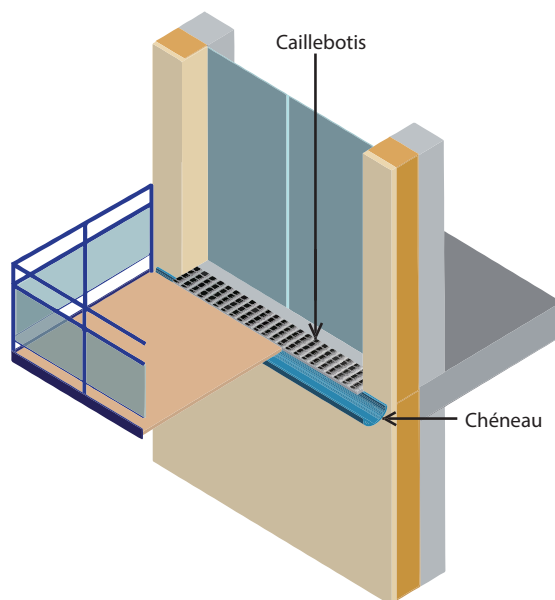


▲ Figure 38 – Disposition des seuils des portes et portes-fenêtres

Les structures métalliques rapportées permettent la mise en œuvre facile de chéneaux recouverts de caillebotis (cf. 4.6.3) évitant l'arrivée de l'eau en sous-face sur la pièce d'appui, et facilitant ainsi le respect des exigences de la réglementation d'accessibilité (cf. 4.7). La conception des appuis de baie doit être conforme au NF DTU 20.1.

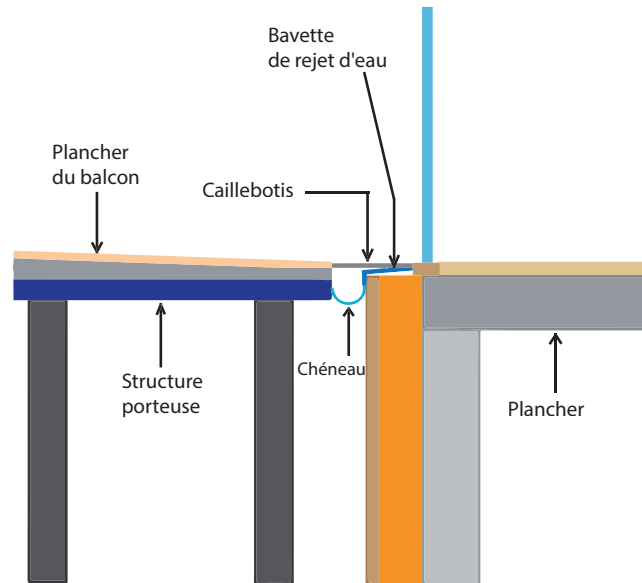
4.6.3. • Evacuation des eaux de pluies

La pente du balcon ou de la coursive peut être dirigée vers l'intérieur ou vers l'extérieur ; elle doit être d'au moins 2% afin d'éviter les stagnations d'eau.



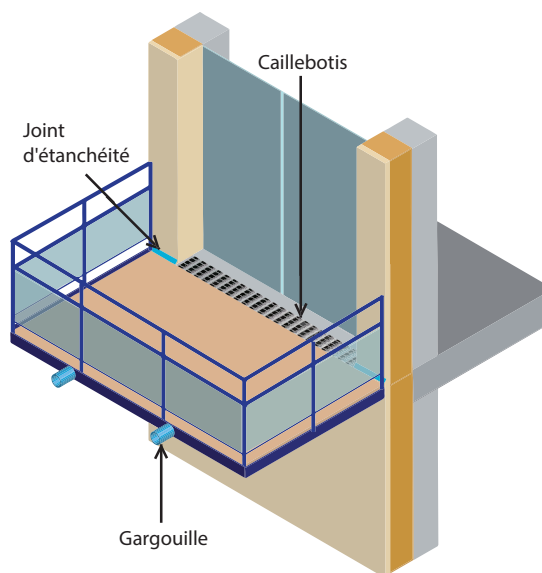
▲ Figure 39 – Balcon désolidarisé avec pente vers l'intérieur

Lorsque la pente est dirigée vers l'intérieur, les eaux pluviales doivent être récupérées dans un chéneau recouvert de caillebotis. Un joint d'étanchéité est à prévoir entre la dalle du balcon et le chéneau ainsi qu'entre le chéneau et la façade.

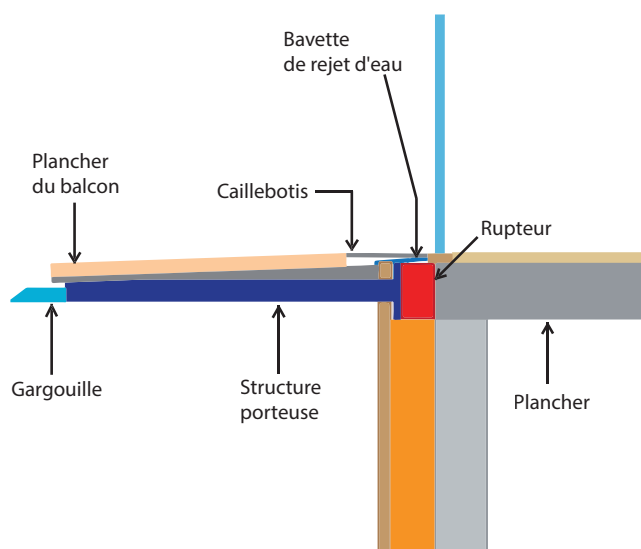


▲ Figure 40 – Exemple de solution de mise en œuvre d'étanchéité avec pente vers l'intérieur

Lorsque la pente est dirigée vers l'extérieur, il doit y avoir une continuité d'étanchéité à l'eau entre la façade et le balcon pour que les eaux pluviales puissent s'écouler vers l'extérieur. Un joint d'étanchéité entre le balcon et la façade doit être prévu. Le chéneau doit donc se trouver sur la partie extérieure, au bord du balcon. Il peut être remplacé par de simples gargouilles. Ce type de configuration nécessite un système de drainage des eaux pluviales interne au plancher du balcon.



▲ Figure 41 – Balcon désolidarisé avec pente vers l'extérieur



▲ Figure 42 – Exemple de solution de mise en œuvre d'étanchéité avec pente vers l'extérieur

Les balcons avec un platelage béton coulé sur site en utilisant l'ossature métallique comme coffrage doivent faire l'objet d'un traitement particulier visant à éviter les infiltrations d'eau dans les interstices entre les deux matériaux. Ce traitement peut consister en la pose d'une bavette métallique au-dessus de l'interstice et la mise en œuvre d'une couche d'étanchéité globale (cette dernière devant être suffisamment souple pour absorber les mouvements différentiels des différents matériaux).

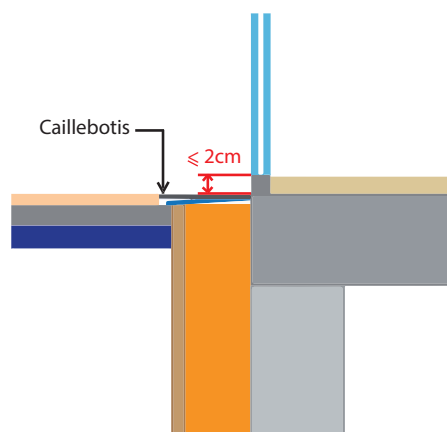
4.7. • Accessibilité

Lorsque les seuils de portes ou de portes-fenêtres ne sont pas de plain-pied, ils deviennent souvent un obstacle pour les utilisateurs de fauteuil roulant. L'arrêté du 1^{er} août 2006 et la circulaire du 30 novembre 2007 stipulent que pour tout balcon/coursive situé au droit du niveau accessible du logement et de plus de 0,6 m de profondeur, doit comporter un accès supérieur ou égal à 0,8 m de passage avec un ressaut inférieur ou égal à 2 cm depuis l'extérieur.

Côté intérieur, les arrêtés n'imposent pas de limitation de ressaut. Toutefois, il est préférable que le sommet des rails de la porte-fenêtre soit presque au même nu (inférieur ou égal à 2 cm) que le revêtement intérieur (parquet, sol souple, moquette, carrelage, etc.).

Les balcons et les coursives désolidarisés présentent l'avantage d'être ajustables en hauteur. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir des dalles sur plots pour respecter les exigences de l'arrêté. Un caillebotis est souvent nécessaire afin d'ajuster le ressaut, celui-ci peut avoir une pente pour rejoindre le platelage du balcon.

Les exigences des arrêtés s'appliquent uniquement pour des bâtiments neufs d'habitation collectifs ou individuels. Pour les autres types de bâtiments, la réglementation est muette.



▲ Figure 43 – Accessibilité aux personnes handicapées – ressaut maximal de 2 cm côté extérieur

4.8. • Isolation acoustique

Les principaux textes réglementaires régissant le confort acoustique dans les bâtiments sont les suivants :

- Arrêté du 30 mai 1996 relatif aux modalités de classement des infrastructures de transports terrestres et à l'isolement acoustique des bâtiments d'habitation dans les secteurs affectés par le bruit (modifié par l'arrêté du 17 avril 2009) ;
- Arrêté du 30 juin 1999 relatif aux caractéristiques acoustiques des bâtiments d'habitation ;
- Arrêtés (3 différents) du 25 avril 2003 relatifs à la limitation du bruit dans les établissements d'enseignement, dans les établissements de santé, dans les hôtels.
- Décret n° 2011-604 du 30 mai 2011 relatif à l'attestation de prise en compte de la réglementation acoustique à établir à l'achèvement des travaux de bâtiments d'habitation neufs (version consolidée au 2 novembre 2012).

La présence de balcons et coursives rapportés a généralement une influence négligeable, devant celle des ouvertures, sur la transmission des bruits aériens venant de l'espace extérieur.

Concernant la transmission des bruits de choc (d'impact) sur les coursives desservant plusieurs locaux privatifs, le niveau de pression pondéré du bruit de choc standardisé est évalué suivant les normes NF EN ISO 717-2 (protection contre le bruit de choc) et NF EN ISO 140-7 (mesure in situ de la transmission des bruits de choc par les planchers). L'essai consiste en l'utilisation d'une machine à choc standard, posée au sol d'un local d'émission (ici, sur le platelage de la coursive) et la mesure du niveau sonore obtenu dans un local de réception. Le niveau ainsi obtenu ne doit pas dépasser :

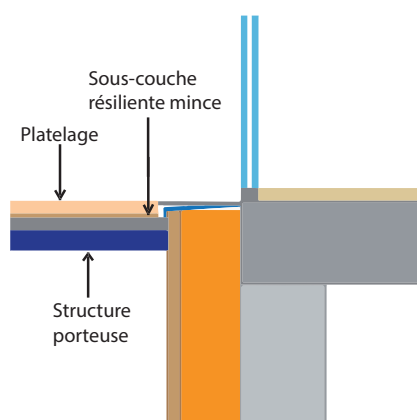


Destination du local	Local récepteur	Limite
Logement	Pièces principales (pièces destinées au séjour ou au sommeil, locaux à usage professionnel compris dans le logement)	58 dB
	Autres	Pas d'exigence
Etablissement d'enseignement	Local d'enseignement, d'activités pratiques, administration, bibliothèque, CDI, atelier peu bruyant ; Salle de musique, de réunions, de restauration, des professeurs, d'exercice, de repos ou salle polyvalente ; Local médical, infirmerie.	60 dB
	Autres (circulations, salle de sports, atelier bruyant, ...).	Pas d'exigence
Etablissement de santé	Tous locaux, sauf liste ci-dessous.	60 dB
	Circulation, local technique, cuisine, sanitaire, buanderie	Pas d'exigence
Hôtel	Chambre	60 dB
	Autres	Pas d'exigence

Une tolérance de 3 dB est acceptée au niveau des mesures pour juger de la conformité du bâtiment aux exigences de la réglementation.

La transmission des bruits d'impact est fortement influencée par le revêtement de sol du local d'émission. Il convient donc d'être particulièrement attentif dans le choix du platelage de la coursive. Il faut notamment préférer des revêtements de sol reconnus pour leurs performances d'atténuation des bruits d'impact ou à défaut des sous-couches acoustiques minces type synthétiques ou des chapes flottantes par exemple.

De plus, il faut noter que les bruits d'impact se transmettent d'autant mieux que les fixations entre l'élément rapporté et le bâtiment support sont nombreuses. Les conceptions en appuis ou autoportantes sont donc à privilégier pour répondre au mieux à l'exigence de confort acoustique.



▲ Figure 44 – Sous-couche acoustique mince pour l'isolation phonique aux bruits d'impact



4.9. • Durabilité / Entretien

La pérennité de l'élément rapporté doit être assurée par sa bonne conception. Pour les éléments métalliques visés par ce guide, cela consiste essentiellement à prévenir l'apparition de corrosion.

Cet objectif peut être atteint par l'utilisation de matériaux spécifiques dont la résistance à la corrosion est supérieure à celle de l'acier au carbone standard (acier inoxydable, acier autopatinable, aluminium, ...) ou par la protection des éléments (peinture, galvanisation, ...).

L'utilisation de matériaux résistant à la corrosion est généralement dictée par un choix esthétique ou architectural, avant même celui de la pérennité de l'ouvrage. Le concepteur devra se reporter à la norme NF EN 1993-1-4 pour l'acier inoxydable et à la NF EN 1999-1-1 pour l'aluminium (l'acier autopatinable suivant la NF EN 10025-5 est couvert par la NF EN 1993-1-1). En cas d'utilisation de métaux différents, il convient d'éviter tout risque de corrosion galvanique (« effet de pile ») par l'interposition d'éléments isolants (électriquement).

En cas d'utilisation d'acier au carbone pour les éléments rapportés (donc extérieurs), ceux-ci doivent être protégés. Les protections les plus courantes sont la peinture et la galvanisation. Dans les deux cas, les subjectiles métalliques doivent être préparés suivant les prescriptions du chapitre 10 de la NF EN 1090-2 (voir également les prescriptions de l'[Annexe F] du même document).

La performance d'une protection par peinture résulte d'un choix de préparation de surface des métaux à protéger, du mode d'application retenu et du système de peinture appliqué. Elle dépend des exigences demandées en durée de protection et de l'agressivité du milieu ambiant. Le concepteur pourra se référer à la norme NF EN ISO 12944 (en particulier à ses parties 2, 4 et 5). En principe, on ne considère pas la protection apportée par une peinture intumescence.

La galvanisation présente l'intérêt d'être plus durable qu'une protection par peinture, qui doit être entretenue de façon plus régulière. Le concepteur pourra se référer à la norme NF EN ISO 14713.

Il peut arriver, suivant les conditions d'un marché, de réaliser les deux méthodes de protection pour une charpente. La peinture recouvre la galvanisation afin d'augmenter la durée de vie de la protection contre la corrosion. Il s'agit là d'un système de protection duplex, avec une complémentarité entre la peinture et la couche de zinc.

Les zones constituant des pièges pour les poussières, l'eau ou les agents agressifs sont celles qui présentent le plus fort risque de développement de la corrosion. La conception de l'élément rapporté doit donc éviter les détails susceptibles de créer des rétentions d'eau et de dépôts, surtout au niveau de la liaison avec le bâtiment support.

Enfin, l'entretien courant ne doit pas être contredit par une mauvaise conception de l'élément rapporté. Il convient à ce titre d'éviter les zones « salissantes » (chéneau, ...) peu accessibles.



Mise en œuvre

5



5.1. • Interface entre les intervenants

La réalisation des balcons et des coursives est composée de plusieurs opérations distinctes, chacune pouvant être menée par un intervenant différent. Les responsabilités de chacun doivent être définies contractuellement en amont de la réalisation.

Le partage est notamment fonction du champ de compétence des intervenants, par exemple :

- Responsabilités de la maîtrise d'œuvre :
 - définition des hypothèses de conception et en particulier des charges à reprendre dans l'élément porteur, ou conception de l'ouvrage en fonction de la mission contractée,
- Responsabilités du contrôle technique (et de la maîtrise d'œuvre) :
 - contrôle et validation de la conception ;
 - contrôle et validation de l'exécution de l'élément rapporté et de son assemblage avec le bâtiment support.
- Responsabilité du titulaire du gros œuvre :
 - conception et construction de l'élément porteur, considérant l'effet de l'élément rapporté ;
 - implantation et réalisation des appuis, dans le respect des tolérances prévues par les normes s'appliquant au support, sauf indications différentes dans les documents du marché décrits en 4.1 ;
 - installation des systèmes de fixation (platines d'ancrage, tiges pré-scellées, chevilles post-scellées, rupteurs thermiques, ...) dans l'élément porteur.



- Responsabilités du titulaire de l'élément rapporté :
 - communication des éléments de conception au concepteur du gros œuvre dans des délais fixés par la maîtrise d'œuvre,
 - fourniture du système d'implantation et de fixation à incorporer dans le support, pour les systèmes le nécessitant,
 - réception, vérification du respect des tolérances du support et ajustement in-situ des platines et appuis (pour les systèmes le permettant) ;
 - conception, fabrication et montage de l'élément rapporté ;
 - fixation temporaire entre l'élément rapporté et son support avant toute fixation définitive ;
 - fixation définitive, serrage et protection de l'assemblage vis-à-vis du milieu extérieur.
- Responsabilité du titulaire de la façade :
 - réception du support ;
 - réalisation du complexe de façade (ITE, étanchéité, bardage/enduit, ...).



Une bonne coordination entre le titulaire de la façade et celui de l'élément rapporté est indispensable. En effet, le nombre et les positions des fixations de l'élément rapporté doivent être prises en considération pour l'installation du complexe de façade (découpes)

Un tel découpage peut découler d'un marché en lots séparés (la limite de chaque prestation et la gestion des interfaces est alors décrite dans le CCTP du marché), ou de l'intervention de plusieurs sous-traitants.

5.2. • Prescriptions générales – Documentation

L'installation et l'exécution font l'objet de plans et documents suffisants pour définir entièrement les dispositions constructives à réaliser. Le cas échéant, ces plans portent la marque commerciale du procédé de fixation (ou rupteur thermique) avec la ou les références aux Avis Techniques et aux Certificats de qualification.

Pour ce qui est lié à la conception et à la réalisation, doivent apparaître :

- les données figurant dans les DPM (Documents Particuliers du Marché) ;
- la définition des éléments (poteaux, poutres, pannes, têtes de planchers etc.) avec leur repérage ainsi que leur implantation dans la structure ;



- les conditions d'élingage et le levage des éléments ;
- les conditions de stockage ;
- les conditions de mise en œuvre des éléments, utilisation de gabarits, repérages, etc.
- les conditions à respecter pour les appuis, ancrages, liaisons et continuités, notamment en ce qui concerne les armatures, qu'elles sortent en attente des éléments ou qu'elles soient à placer en œuvre ;
- les tolérances d'exécution, en conformité avec les pièces du marché ;
- et, d'une façon générale, toutes les indications que le présent document ou les Avis Techniques font obligation de faire figurer sur les documents d'installation et d'exécution.

Ces indications figurent sur le « plan d'installation ». Celui-ci est établi soit par un bureau d'études, soit par le fabricant. Dans ce dernier cas, il s'agit d'un plan de préconisation de l'installation qui doit être validé et complété par le bureau d'études chargé de l'étude générale d'exécution du bâtiment.

L'attention du responsable de la construction (entreprise générale, maître d'œuvre, ... selon les cas) est attirée sur la nécessité de faire vérifier, au niveau des études, la compatibilité de la mise en œuvre des divers éléments et de faire assurer la coordination dans les cas où la construction est composée d'éléments préfabriqués provenant de fournisseurs différents.

Dans tous les cas, et pour tous les matériaux, il conviendra de mener toutes les vérifications nécessaires afin de confirmer que les hypothèses faites au niveau du calcul sont bien respectées sur le chantier. Ces vérifications devront être justifiées par les documents qualité disponibles sur le chantier : bordereau de livraison du béton, bordereau de livraison des aciers de construction, des aciers d'armature, etc.

5.3. • Support et fixation

La mise en œuvre du support doit être conforme aux normes et règlements en vigueur le décrivant, notamment en ce qui concerne :

- La prévention des accidents ;
- Les matériaux utilisés ;
- Les tolérances ;
- L'installation des éléments de liaison ;
- La réalisation des liaisons ;
- La réalisation des joints et leur étanchéité à l'eau et à l'air.

Les opérations de fabrication de la structure support doivent inclure les spécifications de tolérances pour l'installation des éléments de

liaisons (rupteur thermiques, rails, etc.). Ces spécifications doivent être tirées des AT ou ATE correspondants, ou communiquées au concepteur par le fabricant de l'élément de liaison.

Les tolérances de pose peuvent être reportées sur les plans de réalisation et plans de détails aux niveaux des liaisons. Le cas échéant, il doit être rappelé sur les guides d'utilisation et les plans d'installation qu'il est interdit de marcher sur les rupteurs thermiques.

5.3.1. • Support béton

Le bâtiment support en béton est tenu de respecter le NF DTU 21 et la norme NF EN 13670.

Les ancrages des organes de liaison doivent permettre la transmission des efforts au béton armé support, dans le respect des règles de fonctionnement et de calcul de celui-ci. L'ancrage dans le béton par l'intermédiaire d'armatures, tirants, broches, pattes, rails, chevilles, etc., doit s'effectuer dans une zone de béton armé apte à résister aux efforts transmis par l'appareil de liaison. Enfin, il est rappelé qu'en cas de percements après coulage, le forage nécessaire au positionnement des chevilles mécaniques ou chimiques, doit éviter à tout prix de couper des armatures actives pour la diffusion des efforts dans les dalles béton.

Les fixations pré-scellées doivent être positionnées et bloquées dans le coffrage, avant coulage. Quant aux fixations post-scellées, des soins particuliers doivent être pris pour s'assurer que les opérations de positionnement des chevilles soient menées de façon précise, suivant un programme de mise en place défini à l'avance, identifiant les réservations et accepté par les intervenants concernés. Ce programme tient compte de la position des armatures, afin de mettre en place correctement les éléments de liaison, et également afin d'éviter de détruire ces armatures lors du perçage.

5.3.2. • Support acier

L'ossature support métallique, comme celle du balcon / de la coursi-ve, est tenue de respecter le NF DTU 32, qui fait référence à la norme NF EN 1090. Le fournisseur de l'organe de fixation peut compléter ces textes par ces propres dispositions non contradictoires.

La livraison des poutrelles est systématiquement accompagnée d'un plan de préconisation de mise en œuvre qui fournit les informations nécessaires à la mise en place des organes de fixation (y compris les rupteurs thermiques). Ces plans indiqueront systématiquement les tolérances de pose de ces organes.



5.3.3. • Tolérances admissibles du support

5.3.3.1. • Tolérances générales pour support béton

Les tolérances générales à respecter pour la structure du bâtiment support sont données dans les normes afférentes au(x) technique(s) de construction utilisée(s), ainsi que dans les documents auxquels ces normes font elles-mêmes référence.

Pour les constructions en béton, on se reportera au NF DTU 21 et à la norme NF EN 13670.

Les tolérances acceptables peuvent dépendre des types d'ouvrages. Il est donc important que l'accord sur les tolérances soit réalisé en amont de la réalisation sur chantier, c'est à dire dès la consultation des entreprises de gros œuvre.

Pour information, ci-dessous un extrait du NF DTU 21 et de la NF EN 13670 rappelant certaines tolérances applicables au support béton. Il convient de se référer aux textes entiers pour disposer de l'intégralité des tolérances.

Exemples de tolérances générales pour les bâtiments supports en béton de la NF EN 13670	
Description	Limites
Planéité des surfaces coffrées (planéité mesurée à la règle de 2,0 m)	± 9 mm
Alignement en hauteur des poutres L = distance entre deux poutres adjacentes	$\pm (L/500 + 10$ mm)
Variation de niveau sur un plancher (hors fondations) L = distance entre deux bords d'un plancher	$\pm (L/500 + 10$ mm)
Déviations verticales entre étages H = hauteur entre deux étages consécutifs ($H \leq 10$ m)	max { $H/400$; 15 mm}
Cumul des déviations entre étages $\sum h_i$ = Somme des hauteurs des n étages en dessus du niveau considéré	min { $\sum h_i / (200 n^{1/2})$; 50 mm }
Distance entre deux niveaux consécutifs	± 20 mm
Position en plan du massif de fondation	± 25 mm

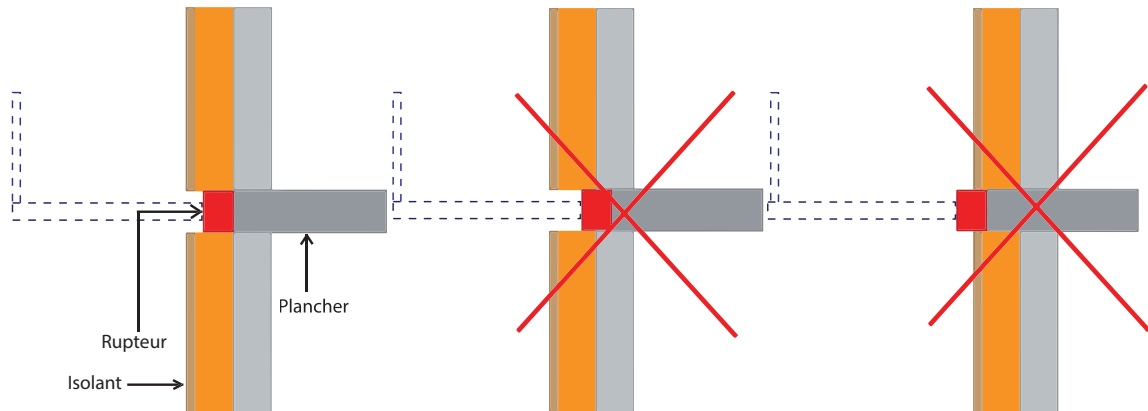
5.3.3.2. • Tolérances générales pour support métallique

Les constructions métalliques doivent respecter le NF DTU 32.1 (acier), et les normes NF EN 1090-2 (acier) et NF EN 1090-3 (aluminium). Certaines tolérances données dans ces normes sont rappelées au paragraphe 5.6.

La concordance entre les normes du support et de l'élément rapporté facilite la gestion des interfaces entre les intervenants.

5.3.3.3. • Rupteurs thermiques pré-scellés dans une dalle béton

Le rupteur thermique doit être mis en œuvre en prolongement de l'isolant de la façade.



▲ Figure 45 – Positionnement du rupteur thermique

Les possibilités de réglages des ouvrages rapportés sur les rupteurs étant généralement moins grandes qu'avec des platines simples, il faut mettre en œuvre les rupteurs par groupe, entre joints de dilatation des ouvrages rapportés (un groupe est constitué de 2 rupteurs minimum) avec l'aide d'un gabarit de pose fourni par le titulaire du lot balcons métalliques. Le tableau ci-après donne des valeurs de tolérances sur la précision du gabarit de pose fourni par le fournisseur du rupteur thermique, qui dispose en atelier des moyens matériels permettant d'atteindre une grande précision, qui doivent être reprises dans le CCTP pour pouvoir s'appliquer.

Précision du gabarit	Description	Ecart autorisé
	Distance entre deux rupteurs thermiques successifs (sans possibilité de cumul) : Décalage vertical entre deux rupteurs thermiques successifs (sans possibilité de cumul) :	$\Delta_4 = \pm \max\{e/200 ; 5 \text{ mm}\}$ $\Delta_5 = \pm 5 \text{ mm}$
	Vrillage du rupteur, mesuré par le défaut d'horizontalité (resp. verticalité) entre deux tiges devant être dans le même plan horizontal (resp. vertical) :	$\Delta_6 = \pm 2 \text{ mm}$



Précision du gabarit	Description	Ecart autorisé
	Défaut d'horizontalité des tiges :	1 mm pour 20 mm de longueur de tige
	Défaut d'orthogonalité des tiges par rapport au plan du nu du mur :	1 mm pour 20 mm de longueur de tige

Le tableau ci-après donne des tolérances d'implantation du gabarit adaptées à ce cas, qui doivent être reprises dans le CCTP pour pouvoir s'appliquer.

Critère d'implantation du gabarit	Description	Ecart autorisé
	Implantation transversale d'un groupe de rupteurs (i.e. supportant le même balcon ou entre joints de dilatation d'une même coursive) par rapport à un axe de référence :	$\Delta_1 = \pm 15 \text{ mm}$
	Position verticale d'un groupe de rupteurs par rapport au niveau de référence de l'étage ¹ .	$\Delta_2 = \pm 10 \text{ mm}$
	Position en profondeur du rupteur par rapport au plan du nu du mur :	$\Delta_p = \pm 10 \text{ mm}$
<p>¹ L'attention du concepteur est attirée sur le fait que les prescriptions concernant l'accessibilité imposent des cotes maximales finies. Une bonne coordination entre les intervenants est donc nécessaire afin d'adapter les possibilités de réglage du système.</p>		

5.4. • Mise en œuvre de l'élément rapporté

5.4.1. • Prescriptions générales pour l'ossature

Les balcons et coursives en acier doivent respecter le NF DTU 32.1, et donc la norme NF EN 1090-2 à laquelle il fait référence. Les éléments en aluminium sont tenus de respecter la norme NF EN 1090-3.

Les éléments rapportés sont en principe réalisés suivant les dispositions de la classe d'exécution EXC2. Exceptionnellement, les DPM peuvent exiger une classe plus sévère, mais ce cas devrait être limité aux coursives constituant l'accès principal à un lieu destiné à recevoir

une foule importante (salle de concert par exemple). Certaines prescriptions de la norme sont alors plus sévères.

La norme NF EN 1090-2 prévoit la constitution par le constructeur d'un « dossier qualité » comprenant les points suivants :

- l'organigramme et le personnel d'encadrement responsable de chaque aspect de l'exécution ;
- les procédures, méthodes et instructions de travail devant être appliquées ;
- un plan de contrôle spécifique à l'ouvrage ;
- une procédure de traitement des changements et modifications ;
- une procédure de traitement des non-conformités, demandes de dérogation et litiges concernant la qualité ;
- tous les points d'arrêt spécifiés ou exigences concernant les contrôles ou essais par tierce personne, et toutes les exigences d'accès correspondantes.

La norme exige également la constitution par le constructeur d'un dossier d'exécution qui correspond aux documents demandés par le CCTP (NF DTU 32.1). Même en l'absence de demande spécifique dans le CCTP, le constructeur qui agit en tant que bureau d'études, en interne ou via une sous-traitance, doit fournir les plans et notes de calculs relatifs au projet.

En principe, les produits utilisés doivent être couverts par des normes ou des certifications. Dans le cas contraire, les propriétés attendues doivent être spécifiées. Tous doivent faire l'objet d'une documentation de contrôle détaillée dans la norme (attestation de conformité à la commande, relevé de contrôle ou certificat de réception).

Les balcons et les coursives doivent faire l'objet d'une protection contre la corrosion. Cette protection peut être faite par le choix du matériau (aluminium, aciers inoxydables, aciers autopatinables) ou par l'application d'un revêtement (peinture, galvanisation). Il convient d'éviter les contacts entre matériaux métalliques différents, de nature à générer une corrosion galvanique (« effet de pile »). Le cas échéant, les DPM doivent spécifier la durée de vie attendue pour le revêtement et la catégorie de corrosivité (environnement), ou en alternative, le degré de préparation des subjectiles.

5.4.2. • Conditions de chantier

En préalable à toute intervention sur site, il convient de s'assurer que ce dernier est conforme aux exigences techniques en matière de sécurité, et de tenir compte notamment des éléments suivants :

- Accès au chantier et circulations à l'intérieur de celui-ci
- Etat du sol, en particulier en rapport avec l'utilisation d'engin de levage
- Présence de réseaux, de câbles, ou d'autres obstacles



- Limitations des éléments pouvant être livrés sur chantier (poids et dimensions)
- Conditions particulières ou restrictions sur site ou dans les environs (nuisances sonores, conditions climatiques, structures adjacentes affectant les travaux...)

Lors d'une intervention sur un chantier comportant d'autres intervenants, il convient de prendre toutes les dispositions nécessaires pour pouvoir utiliser convenablement les services du chantier (eau, énergie, espace de stockage adéquat, levage...).

5.4.3. • Tolérances de fabrication

L'ouvrage rapporté doit respecter les tolérances de la norme NF EN 1090-2. Les principales tolérances de fabrication applicables à l'ossature des balcons et coursives sont reportées ci-dessous.

Sauf spécification contraire dans les documents du marché, la classe 1 peut être retenue pour les tolérances fonctionnelles.

Tolérances de fabrication pour les éléments rapportés		
Description	Classe 1	Classe 2
Longueur des composants (poutres, poteaux). ¹ L = longueur du composant en mm	$\pm (L / 5\ 000 + 2)$	$\pm (L / 10\ 000 + 2)$
Ecart de rectitude des composants. L = longueur du composant en mm	$\min \{ L / 750 ; 5\ \text{mm} \}$	$\min \{ L / 750 ; 2\ \text{mm} \}$
Equerrage des extrémités des composants ¹ D = hauteur du composant en mm	$\pm D / 100$	$\pm D / 300$
Position des trous de fixations ou des groupes de trous.	$\pm 2\ \text{mm}$	$\pm 1\ \text{mm}$

¹ Ces valeurs ne tiennent pas compte d'une transmission des efforts par contact direct

5.4.4. • Mise en œuvre sur support en béton

Les tolérances relatives au béton sont d'un ordre de grandeur plus important que celles relatives à la charpente métallique de l'élément rapporté, typiquement du cm pour le béton et du mm pour le métal. Les plans et dispositions de mise en place des assemblages doivent tenir compte de ces considérations, en particulier sur les ajustements et tolérances relatives aux assemblages.

Le serrage des boulons, indispensable lorsque la fixité des liaisons est requise, ne doit être effectué qu'après interposition de calles rigides d'épaisseur convenable, entre les pièces à assembler, autour et au voisinage des boulons. Ce serrage ne doit être effectué que lorsque le béton a atteint une résistance suffisante pour la reprise des charges permanentes, de chantier et les opérations de serrage. Les opérations de serrage sont conduites après 28 jours de durcissement du béton, ou sur justifications particulières entre 7 et 28 jours.

5.4.5. • Mise en œuvre sur support en acier

La protection contre la corrosion des pièces en acier doit être rétablie partout où elle a pu être détruite lors des opérations de mise en œuvre.

5.4.6. • Assistance technique du fournisseur du rupteur

Le fournisseur du rupteur de thermique (le cas échéant) doit fournir toutes les informations nécessaires à la conception, au stockage et à la mise en œuvre de son produit.

La qualification des rupteurs est décrite dans la partie 4.4 du présent guide.

5.5. • Enveloppe du bâtiment

5.5.1. • Etanchéité à l'eau

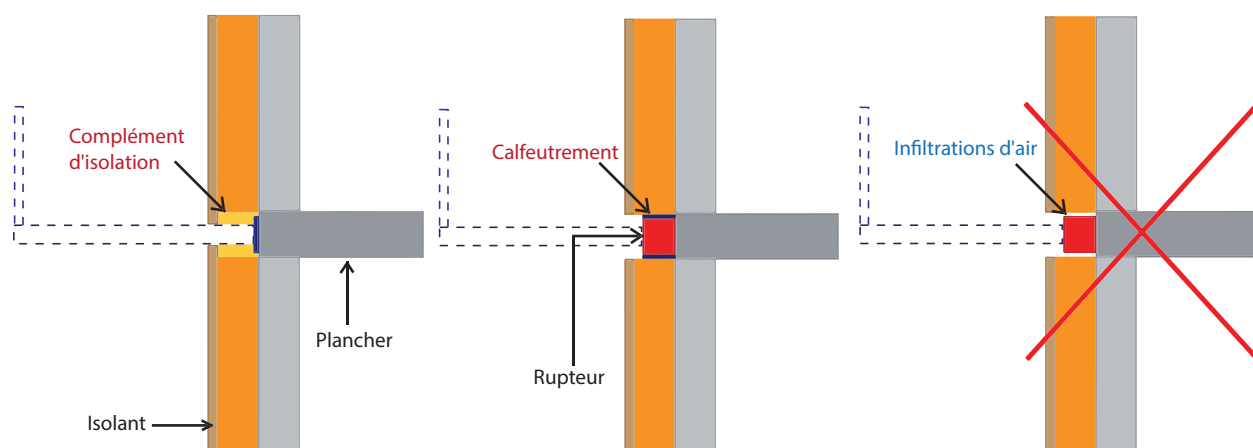
Par conception, l'attache de l'élément rapporté sur le bâtiment support doit traverser le système d'étanchéité à l'eau de la façade (pare-pluie, bardage, enduit, ...). Il convient d'éviter toutes infiltrations d'eau au sein du complexe d'enveloppe de la façade, de façon à assurer une bonne durabilité aux matériaux. Ceci implique un traitement soigné de cette zone d'attache par le responsable de la réalisation de l'étanchéité.

Selon le moyen d'étanchéité à l'eau utilisé, la reconstitution de cette barrière peut être réalisée par l'utilisation de mastic ou de joint élastomère.

La conception même de l'élément rapporté peut être étudiée dans l'objectif de faciliter la continuité de l'étanchéité à l'eau (utilisation de tube au lieu de profils ouverts, ...).

5.5.2. • Etanchéité à l'air (calfeutrement)

Pour réduire les déperditions thermiques aux niveaux des fixations du balcon ou de la coursive, il est recommandé de mettre en œuvre un complément d'isolation tout autour des poutres (et entre les semelles pour les profilés ouverts), au prolongement de l'isolant de la façade. Dans le cas de la mise en œuvre de rupteurs thermiques, le bon fonctionnement de ces derniers requiert une bonne étanchéité à l'air. Un bon calfeutrement entre l'isolant de la façade et les rupteurs est donc nécessaire.



▲ Figure 46 – Etanchéité à l'air et complément d'isolation

5.6. • Caractéristiques et tolérances de l'ouvrage fini

L'ouvrage rapporté doit respecter les tolérances de la norme NF EN 1090-2. Les principales tolérances de montage applicables à l'ossature des balcons et coursives sont reportées ci-dessous.

Sauf spécification contraire dans les documents du marché, la classe 1 peut être retenue pour les tolérances fonctionnelles. La géométrie des éléments rapportés (faibles entre-axes) peut amener le constructeur à utiliser la classe 2 pour des questions de montage et d'assemblage.

Tolérances de montage pour les éléments rapportés		
Description	Classe 1	Classe 2
Positionnement en élévation de poutres adjacentes	± 10 mm	± 5 mm
Positionnement en plan de poutres adjacentes	± 10 mm	± 5 mm
Différence de niveau entre les extrémités de chaque poutre. L = portée en mm	min { L / 500 ; 10 mm }	min { L / 1000 ; 5 mm }
Positionnement en plan des poteaux	± 10 mm	± 7 mm
Inclinaison d'un poteau, mesuré entre étages	h / 500	h / 1000

L'ouvrage rapporté doit au minimum avoir des caractéristiques structurales permettant de résister aux charges réglementaires (cf. 4) et/ou aux charges prévues dans les DPM. Cette performance est en générale atteinte par un dimensionnement et une fabrication adéquats.

Il est cependant nécessaire de rappeler qu'un balcon ou une coursive n'est pas destiné à servir de surface de stockage, notamment en cours de chantier, sauf lorsque ce cas est dûment pris en compte au stade de la conception. Sauf spécification contraire du bureau d'étude, il est donc interdit d'y entreposer des matériaux lourds. Les palettes de manutention courante sont prévues pour transporter jusqu'à 1,5 tonne de matériaux, sur environ 1 m², ce qui dépasse largement les charges réglementaires.



Annexes

6



6.1. • Annexe A : Documents de références

6.1.1. • Références normatives des règles de calculs

Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les amendements éventuels). Les références « Eurocode » doivent être accompagnées de leur annexe nationale française respective.

- NF EN ISO 10211, Ponts thermiques dans les bâtiments – Flux thermiques et températures superficielles – Calculs détaillés.
- NF EN 1991-1-1, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments. (et son annexe nationale NF P 06-111-2)
- NF EN 1991-1-3, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-3 : actions générales – charges de neige.
- NF EN 1991-1-4, Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-4 : actions générales – actions du vent.
- NF EN 1991-1-5, Eurocode 1 : actions sur les structures – Partie 1-5 : actions générales – Actions thermiques.
- NF EN 1992-1-1, Eurocode 2 – Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.
- NF EN 1993-1-1, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments.



- NF EN 1993-1-3, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-3 : règles générales – Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid.
- NF EN 1993-1-5, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-5 : plaques planes.
- NF EN 1993-1-8, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-8 : calcul des assemblages. NF EN 1993-1-11, Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 1-11 : calcul des structures à câbles ou éléments tendus.
- EN 1998-1, Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- NF EN 1999-1-1, Eurocode 9 – Calcul des structures en aluminium – Partie 1-1 : règles générales.
- NF EN ISO 717-2, Acoustique – Évaluation de l'isolement acoustique des immeubles et des éléments de construction – Partie 2 : protection contre le bruit de choc.
- NF EN ISO 140-7, Acoustique – Mesurage de l'isolation acoustique des immeubles et des éléments de construction – Partie 7 : mesurage in situ de la transmission des bruits de choc par les planchers.
- NF P 01-012, Dimensions des garde-corps – Règles de sécurité relatives aux dimensions des garde-corps et rampes d'escalier

6.1.2. • Références normatives des règles d'exécution

Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les amendements éventuels).

- NF DTU 20.1, Travaux de bâtiment – Ouvrages en maçonnerie de petits éléments – Parois et murs – Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types – Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux – Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types – Partie 3 : guide pour le choix des types de murs de façades en fonction du site – Partie 4 : règles de calcul et dispositions constructives minimales
- NF DTU 36.5, Travaux de bâtiment – Mise en œuvre des fenêtres et portes extérieures – Partie 1-1 : cahier des clauses techniques types – Partie 1-2 : critères généraux de choix des matériaux (CGCM) – Partie 2 : cahier des clauses administratives spéciales types – Partie 3 : mémento de choix en fonction de l'exposition
- NF DTU 32.1, Travaux de bâtiment – Charpente en acier – Partie 1 : cahier des clauses techniques types (CCT) – Partie 2 : cahier

des clauses administratives spéciales types (CCS) – Référence commerciale du NF DTU 32.1 d'octobre 2009.

- NF DTU 21, Travaux de bâtiment – Exécution des ouvrages en béton – Cahier des clauses techniques.
- NF DTU 51.4, Travaux de bâtiment, Platelages extérieurs en bois.
- NF EN 1990, Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures. (et son annexe nationale NF P 06-100-2)
- NF EN 1090-2, Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2 : exigences techniques pour les structures en acier. (et son complément national NF P 22-101-2/CN)
- NF EN 1090-3, Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 3 : exigences techniques pour l'exécution des structures en aluminium.

6.1.3. • Textes réglementaires

Les textes ci-dessous sont ceux en vigueur au moment de la rédaction du présent guide. Ils sont par nature évolutifs, et il convient évidemment de se reporter aux textes en vigueur pour chaque projet individuel.

- Arrêté du 26 octobre 2010 relatif aux caractéristiques thermiques et aux exigences de performance énergétique des bâtiments nouveaux et des parties nouvelles de bâtiments
- Décret n° 2010-1269 du 26 octobre 2010 relatif aux caractéristiques thermiques et à la performance énergétique des constructions
- Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique
- Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français
- Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal ».
- Arrêté du 22 mars 2004 relatif à la résistance au feu des produits, éléments de construction et d'ouvrages.
- Arrêté du 30 novembre 2007 modifiant l'arrêté du 1^{er} août 2006 fixant les dispositions prises pour l'application des articles R. 111-19 à R. 111-19-3 et R. 111-19-6 du code de la construction et de l'habitation relatives à l'accessibilité aux personnes handicapées des établissements recevant du public et des installations ouvertes au public lors de leur construction ou de leur création.
- Arrêté du 1^{er} août 2006 modifié par l'arrêté du 30 novembre 2007 fixant les dispositions prises pour l'application des articles R. 111-18 à R. 111-18-7 du code de la construction



et de l'habitation relatives à l'accessibilité aux personnes handicapées des bâtiments d'habitation collectifs et des maisons individuelles lors de leur construction.

- Arrêté du 30 mai 1996 relatif aux modalités de classement des infrastructures de transports terrestres et à l'isolement acoustique des bâtiments d'habitation dans les secteurs affectés par le bruit.
- Arrêté du 30 juin 1999 relatif aux caractéristiques acoustiques des bâtiments d'habitation.
- Arrêté du 25 avril 2003 relatif à la limitation du bruit dans les établissements de santé.
- Décret n° 2011-604 du 30 mai 2011 relatif à l'attestation de prise en compte de la réglementation acoustique à établir à l'achèvement des travaux de bâtiments d'habitation neufs (version consolidée au 2 novembre 2012).
- Arrêté modifié du 25 juin 1980 relatif aux règles de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les ERP (Articles C012, CO 13 et CO 14).
- Arrêté du 31 janvier 1986, modifié par les arrêtés du 18 août 1986 et du 19 décembre 1988.
- Arrêté modifié du 18 octobre 1977, relatif aux règles de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les ERP.
- Arrêté du 5 août 1992 modifié « Prévention des incendies et du désenfumage de certains lieux de travail ».

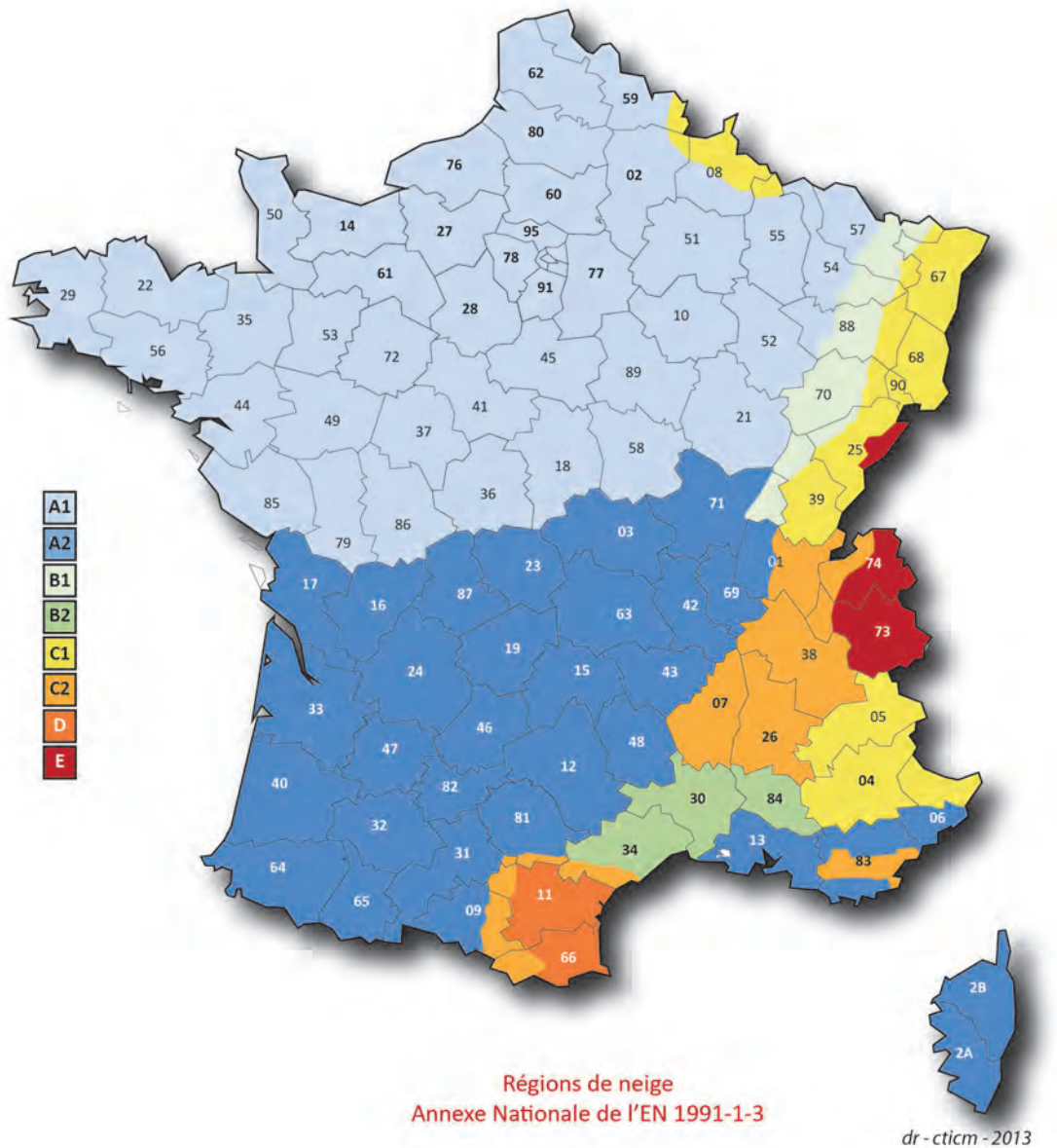
6.1.4. • Autres ouvrages

- Structures métalliques - Ouvrages simples - Guide technique et de calcul d'éléments structurels en acier, CTICM/CAPEB/ConstruireAcier, 2013
- RT 2000 Bâtiments en construction métallique : Guide de bonnes pratiques, CTICM/FFB, 2006
- Réglementation thermique des bâtiments neufs (RT 2005) : Guide construction métallique, CTICM/FFB, 2008
- Carnets de détails pour l'accessibilité des balcons, des loggias et des terrasses dans les constructions neuves, CSTB, 2010

6.2. • Annexe B : Eléments normatifs pour le dimensionnement structural

6.2.1. • Charges de neige au sol

Carte de la charge caractéristique de neige sur le sol à 200 m d'altitude :



Régions	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique (s_k) de la charge de la neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	1,90	1,40
Valeur de calcul (sAd) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol	-	1,00	1,00	1,35	-	1,35	1,80	-
Loi de variation de la charge caractéristique pour une altitude supérieure à 200 m	$\Delta S1$						$\Delta S2$	

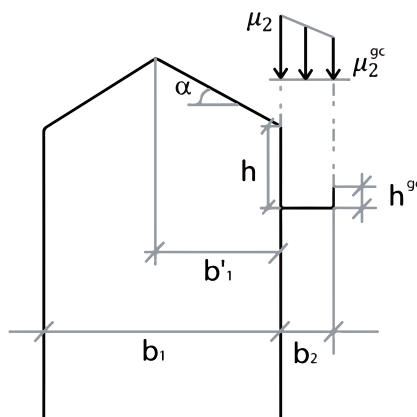
▲ Figure B.1 – Carte de la charge caractéristique de neige (charges en kN/m²)



Altitude A	ΔS_1	ΔS_2
de 200 à 500m	$A/1000 - 0,20$	$1,5 A/1000 - 0,30$
de 500 à 1000m	$1,5 A/1000 - 0,45$	$3,5 A/1000 - 1,30$
de 1000 à 2000m	$3,5 A/1000 - 2,45$	$7 A/1000 - 4,80$

▲ Loi de variation (ΔS) en fonction de l'altitude du site de construction (au-delà de 200 m)

6.2.2. • Règles d'accumulation applicables aux structures rapportées sur un bâtiment simple



▲ Figure B.2 – Dimensions nécessaires pour le calcul

Le coefficient μ_2 d'accumulation coté mur est défini par la somme de deux termes, l'un tenant compte de la neige amenée par le vent et l'autre de la neige pouvant tomber depuis la toiture supérieure (seulement pour un balcon non protégé).

$$\mu_2 = \mu_w + \mu_s$$

Le coefficient de forme dû au vent μ_w est défini par :

$$\mu_w = \min \left\{ \frac{b_1 + b_2}{2h}; \frac{2h}{s_k}; 2,8 \right\} \text{ et } \mu_w \geq 0,8$$

Le coefficient de forme dû à la chute depuis la toiture supérieure μ_s est nul dans le cas d'un versant de pente inférieur à 15° (27%), sinon on prend :

$$\mu_s = [0,8 - 0,5 \cdot \mu_1(\alpha)] \frac{2 \cdot b_1'}{l_s}$$

Avec $\mu_1(\alpha)$ à prendre dans le tableau 5.2 de la NF EN 1991-1-3 (reproduit ci-dessous) en fonction de l'angle du versant supérieur et $l_s = 5m \leq 2h \leq 15m$.

α (angle du versant)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,80 (60 - \alpha) / 30$	0,0

Le coefficient μ_2^{gc} du côté du garde-corps est fonction du coefficient μ_2 calculé précédemment :

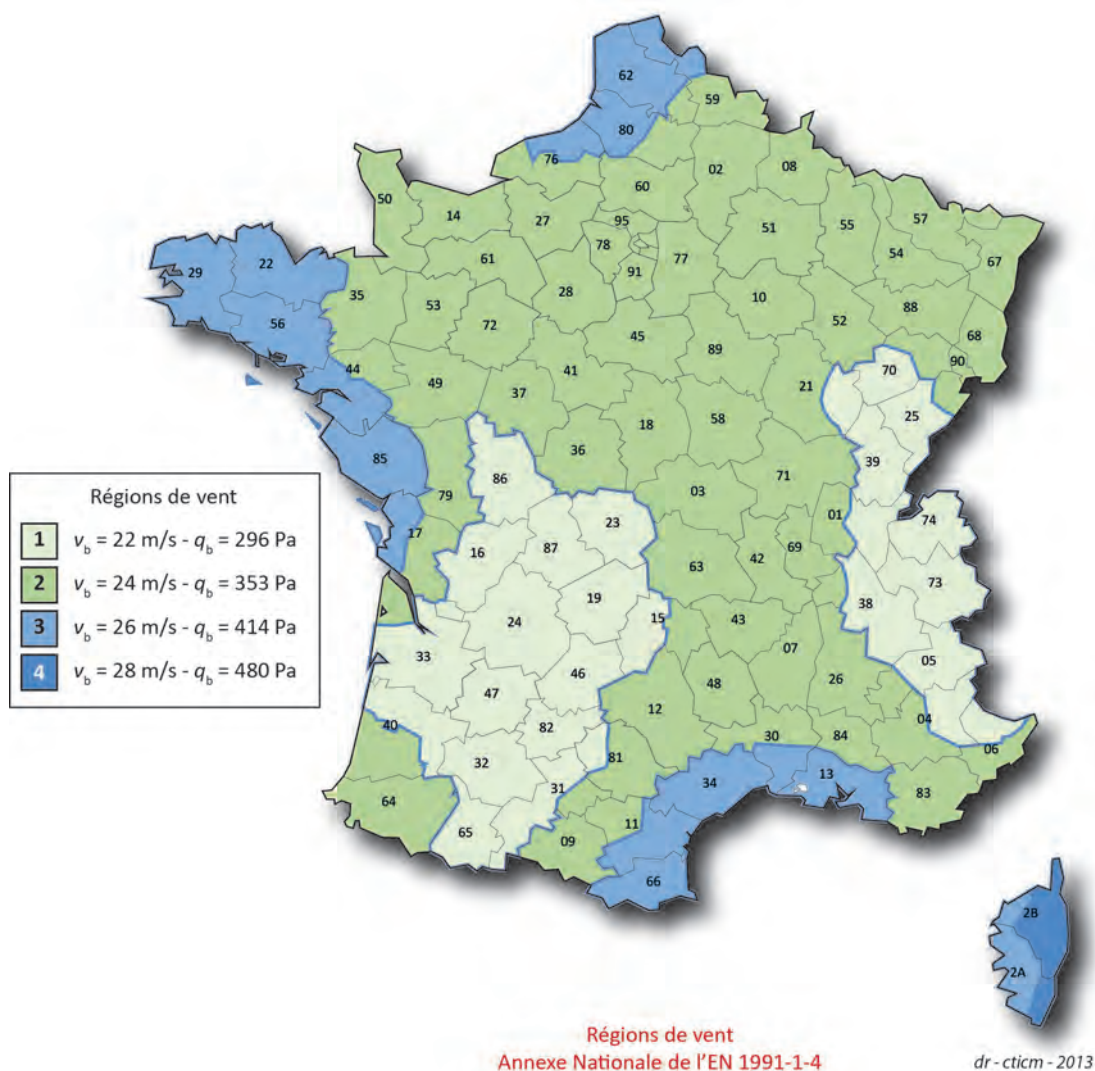
$$\mu_2^{gc} = \mu_2 - (\mu_2 - 0,8) \frac{b_2}{l_s}$$

Avec un garde-corps plein ou quasi-plein, on doit vérifier que $\mu_2^{gc} \geq \min \left\{ \frac{2 h^{gc}}{s_k}; 1,6 \right\}$. Dans tous les cas, on limite $\mu_2^{gc} \geq 0,8$.

6.2.3. • Pression dynamique de pointe du vent sur le balcon ou la coursive

La pression dynamique de référence q_b est donnée par :

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

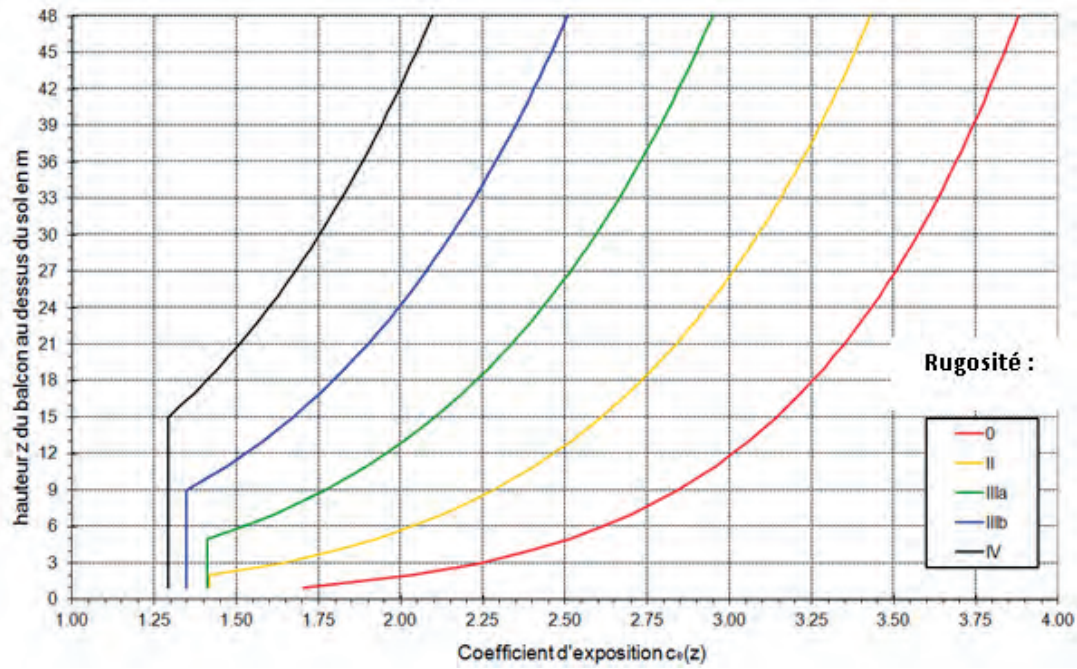


▲ Figure B.3 – Carte pour la vitesse de référence du vent [NF EN 1991-1-4/NA]

Les effets du vent étant différents suivant la présence ou non d'obstacles environnant la construction, il s'agit ensuite de déterminer la rugosité du site.

Rugosité	Description
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins 5 km
II	Rase campagne, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur
IIIa	Campagne avec des haies ; vignobles ; bocage ; habitat dispersé
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers
IV	Zones urbaines dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m ; forêts

Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ est fonction de la hauteur z du balcon considéré et de la rugosité. La relation est donnée par la figure ci-dessous ou le tableau page suivante.



▲ Figure B.4 – Coefficient d'exposition

Cette valeur est valable lorsque le bâtiment est construit sur un site relativement plat, ce qui se traduit par un coefficient d'orographie $C_0(z) \approx 1$. Si le site de construction est en hauteur par rapport au terrain environnant, il convient d'évaluer $C_0(z)$ par l'une des procédures décrites dans l'annexe nationale à l'EN 1991-1-4 et de multiplier la valeur de $C_e(z)$ obtenue précédemment par $C_0(z)^2$.

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ se détermine ensuite comme suit :

$$q_p(z) = c_e(z) q_b$$



$c_e(z)$		Rugosité				
		0	II	IIIa	IIIb	IV
Hauteur z en m	1	1.70	1.42	1.41	1.35	1.29
	2	2.04	1.42	1.41	1.35	1.29
	3	2.24	1.63	1.41	1.35	1.29
	4	2.39	1.80	1.41	1.35	1.29
	5	2.51	1.92	1.41	1.35	1.29
	6	2.61	2.03	1.52	1.35	1.29
	7	2.70	2.12	1.61	1.35	1.29
	8	2.77	2.21	1.69	1.35	1.29
	9	2.84	2.28	1.77	1.35	1.29
	10	2.90	2.35	1.84	1.41	1.29
	11	2.96	2.41	1.90	1.47	1.29
	12	3.01	2.46	1.95	1.53	1.29
	13	3.06	2.51	2.01	1.58	1.29
	14	3.10	2.56	2.06	1.63	1.29
	15	3.14	2.61	2.10	1.67	1.29
	16	3.18	2.65	2.15	1.71	1.33
	17	3.22	2.69	2.19	1.75	1.37
	18	3.25	2.73	2.23	1.79	1.41
	19	3.29	2.77	2.26	1.83	1.44
	20	3.32	2.80	2.30	1.87	1.48
	21	3.35	2.84	2.33	1.90	1.51
	22	3.38	2.87	2.37	1.93	1.54
	23	3.40	2.90	2.40	1.96	1.57
	24	3.43	2.93	2.43	1.99	1.60
	25	3.46	2.96	2.46	2.02	1.63



$c_e(z)$		Rugosité				
		0	II	IIIa	IIIb	IV
Hauteur z en m	26	3.48	2.98	2.49	2.05	1.65
	27	3.50	3.01	2.52	2.08	1.68
	28	3.53	3.04	2.54	2.10	1.70
	29	3.55	3.06	2.57	2.13	1.73
	30	3.57	3.09	2.59	2.15	1.75
	31	3.59	3.11	2.62	2.18	1.77
	32	3.61	3.13	2.64	2.20	1.80
	33	3.63	3.15	2.66	2.22	1.82
	34	3.65	3.18	2.69	2.25	1.84
	35	3.67	3.20	2.71	2.27	1.86
	36	3.69	3.22	2.73	2.29	1.88
	37	3.71	3.24	2.75	2.31	1.90
	38	3.72	3.26	2.77	2.33	1.92
	39	3.74	3.28	2.79	2.35	1.94
	40	3.76	3.29	2.81	2.37	1.96
	41	3.77	3.31	2.83	2.39	1.98
	42	3.79	3.33	2.85	2.40	1.99
	43	3.80	3.35	2.86	2.42	2.01
	44	3.82	3.36	2.88	2.44	2.03
	45	3.83	3.38	2.90	2.46	2.05
46	3.85	3.40	2.92	2.47	2.06	
47	3.86	3.41	2.93	2.49	2.08	
48	3.88	3.43	2.95	2.51	2.09	
49	3.89	3.44	2.96	2.52	2.11	
50	3.90	3.46	2.98	2.54	2.12	

6.2.4. • Combinaisons d'actions et coefficients d'accompagnement

Etats limites de service (ELS)				
Combinaison	Actions permanentes		Actions variables d'accompagnement	
	Défavorable	Favorables	Dominante	Autres
Caractéristique	$1,0 G_{k,j,sup}$	$1,0 G_{k,j,inf}$	$1,0 Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$

Etats limites ultimes (ELU)					
Situation de projets durables et transitoires	Actions permanentes		Action variable dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorable	Favorables		Principale	Autres
(Eq.6.10)	$1,35 G_{k,j,sup}$	$1,00 G_{k,j,inf}$	$1,50 Q_{k,1}$ (ou 0 si favorable)	Sans objet	$1,50 \psi_{0,i} Q_{k,i}$ (ou 0 si favorable)



Situations accidentelles (ACC)					
Situation de projets	Actions permanentes		Action accidentelle dominante	Actions variables d'accompagnement	
	Défavorable	Favorables		Principale	Autres
Accidentelle (Eq.6.11a/b)	1,0 G _{kj,sup}	1,0 G _{kj,inf}	1,0 A _d	Sans objet	Ψ _{2,i} Q _{k,i}

Coefficients d'accompagnement			
Action	Ψ ₀	Ψ ₁	Ψ ₂
Charges d'exploitation des bâtiments :			
Catégorie A : habitation	0,7	0,5	0,3
Catégorie B : bureaux	0,7	0,5	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,7	0,7	0,6
Catégorie D : commerces	0,7	0,7	0,6
Effet de la température	0,6	0,2	0,0
Charges dues à la neige sur les bâtiments :			
Altitude < 1000 m	0,5	0,2	0,0
Altitude > 1000 m	0,7	0,5	0,2
Charges dues au vent sur les bâtiments :	0,6	0,2	0,0

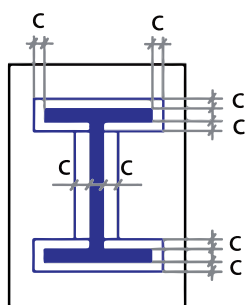
6.2.5. • Vérifications d'une platine d'extrémité

6.2.5.1. • Béton comprimé par l'assemblage

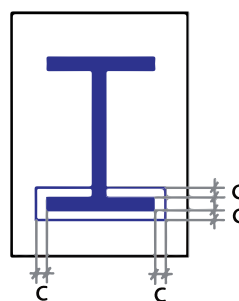
La surface de béton comprimée A_c à prendre en compte est obtenue par projection de l'âme et des semelles d'une longueur donnée ci-dessous :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{Mo}}}$$

f_y	Limite d'élasticité de la platine
t_p	Épaisseur de la platine
γ_{Mo}	Coefficient partiel valant 1,0.



(a) compression seule



(b) moment de flexion seul

▲ Figure B.5 – Tronçon en Té comprimé



Cette zone est limitée le cas échéant par les dimensions de la platine. La résistance à l'écrasement du béton peut ici être prise égale à la résistance de calcul en compression du béton :

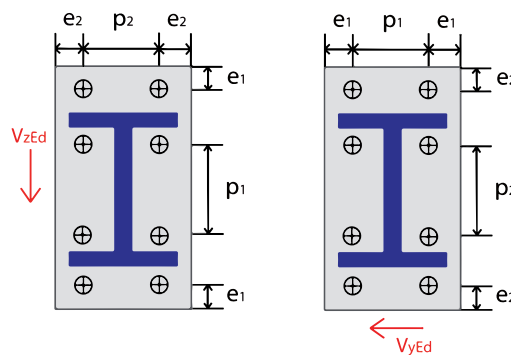
$$f_{jd} = \alpha_{bf} \beta_j \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \approx \frac{f_{ck}}{\gamma_C}$$

f_{ck}	Résistance caractéristique du béton à la compression
γ_C	Coefficient partiel valant 1,5.

La résistance du béton comprimé est donnée par $F_{c,Rd} = A_C f_{jd}$, à comparer à la valeur de l'effort normal dans la section ou dans la semelle, selon le cas.

6.2.5.2. • Pression diamétrale dans les trous de boulons

La résistance en pression diamétrale dans les trous de boulons de la platine s'oppose à l'ovalisation des trous et à la déchirure en bordure de platine vis-à-vis des efforts tranchants V_{yEd} et V_{zEd} .



▲ Figure B.6 – Dimensions de référence pour le calcul

Pour chaque trou, cette résistance vaut :

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}$$

avec, pour prendre en compte la proximité du bord de la platine et/ou d'un autre trou de boulon, les deux coefficients suivants :

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_2}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\}$$

Les différentes notations sont décrites ci-après.

f_u	Résistance ultime à la traction pour l'acier de la platine
f_{ub}	Résistance ultime à la traction du boulon
d	Diamètre du boulon
t	Épaisseur de la platine
γ_{M2}	Coefficient partiel valant 1,25.



Cette résistance doit être comparée à $V_{z,Ed} / n_b$ (respectivement $V_{y,Ed} / n_b$) où n_b représente le nombre de boulons qui transmettent le cisaillement $V_{z,Ed}$ (respectivement $V_{y,Ed}$).

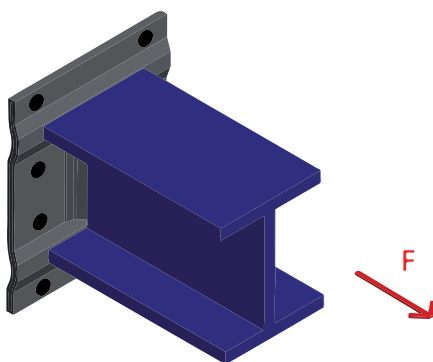
Suivant la documentation du fabricant de l'organe de liaison, il est possible que certains boulons ne soient pas destinés à la transmission de l'effort tranchant. C'est par exemple le cas de certains rupteurs thermiques composés d'un module de compression/cisaillement et d'un module de traction.

L'interaction suivante est à vérifier pour les efforts tranchants verticaux et horizontaux concomitants :

$$\left(\frac{V_{y,Ed} / n_b}{F_{b,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{z,Ed} / n_b}{F_{b,z,Rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

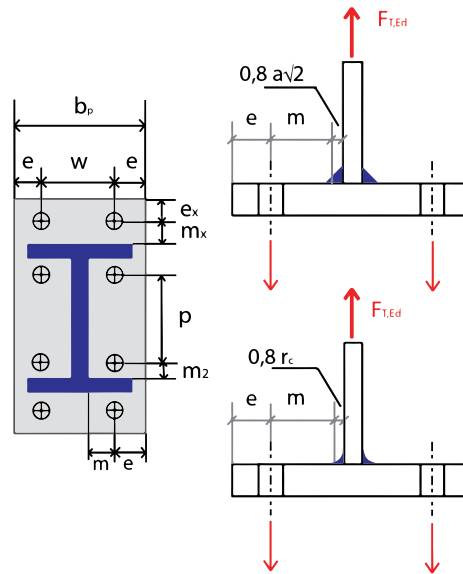
6.2.5.3. • Tronçon en Té tendus – Assemblages tendus/fléchis

La résistance des différents tronçons en té tendus est déterminante pour la résistance en traction de la platine et pour la résistance en flexion (seuls les tronçons proches de la semelle tendue sont alors concernés).



▲ Figure B.7 – Exemple de déformation de la platine sous un effort de traction

Les vérifications ci-dessous sont tirées de l'EN 1993-1-8, avec quelques remarques concernant l'application en présence d'un rupteur thermique (cas non envisagé par la norme).



▲ Figure B.8 – Dimensions de référence

Pour les cas courants avec deux boulons sur le débord de platine et/ou quatre boulons entre les semelles, six longueurs efficaces correspondant à trois « tronçons » distincts doivent être déterminées :

- Rangée de 2 boulons sur le débord de la platine

$$l_{eff,1} = \min \{ 2\pi m_x; \pi m_x + w; \pi m_x + 2e; l_{eff,2} \}$$

$$l_{eff,2} = \min \left\{ \begin{array}{l} 4m_x + 1, 25e_x; e + 2m_x + 0, 625e_x; \\ 0, 5b_p; 0, 5w + 2m_x + 0, 625e_x \end{array} \right\}$$

La géométrie des platines d'extrémité implique généralement

$$l_{eff,1} = l_{eff,2} = 0, 5b_p.$$

- Rangée de 2 boulons sous la semelle

$$l_{eff,1} = \min \{ 2\pi m; l_{eff,2} \}$$

$$l_{eff,2} = 4m + 1, 25e$$

- Groupe de 4 boulons entre les deux semelles, ce dernier cas est uniquement considéré en traction simple

$$l_{eff,1} = \min \{ 2\pi m + 2p; l_{eff,2} \}$$

$$l_{eff,2} = 4m + 1, 25e + p$$

Pour chacun de ces tronçons, les moments résistants suivants sont calculés :

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{l_{eff,1} t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff,2} t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}}$$

On doit déterminer s'il se produit un effet de levier ou non dans l'assemblage :



- pour un assemblage acier – acier boulonné, on peut toujours considérer qu'il se produit un effet de levier ;
- pour un assemblage avec interposition d'un rupteur de pont thermique (quel que soit le support), la rigidité en compression de l'isolant est *a priori* sensiblement plus faible que l'acier de la platine, et aucun effet de levier ne peut se développer ;
- pour un assemblage acier – béton par tige filetée scellée, on doit faire la vérification suivante en considérant que la longueur L_b vaut la somme de la demi-hauteur de l'écrou, de l'épaisseur de rondelle, de l'épaisseur de platine et de la longueur de scellement limitée au maximum à 8Φ ;

$$L_b \leq L_b^* = \frac{8,8m^2 A_s n_b}{l_{eff,1} t_f^2}$$

A_s	Section de la tige
n_b	Nombre de tiges concernées par le calcul (2 ou 4)

La résistance en traction de la platine est déterminée comme suit :

Effet de levier	Pas d'effet de levier
$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n}$	
$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd}$	

Avec $n = \min\{e; 1,25m\}$

Note : Pour la rangée extérieure, on remplace m par m_x et e par e_x .

L'effort $\sum F_{t,Rd}$ correspond à la somme des résistances en traction des boulons ou des tiges concernés par le calcul (2 ou 4 selon les cas). En présence de rupteur, $F_{T,3,Rd}$ est inclus dans la résistance de ce dernier.

On retient pour chaque tronçon la valeur $F_{T,Rd}$ minimale comme résistance en traction.

Pour la vérification vis-à-vis de l'effort normal de traction, il convient de sommer ces résultats pour tous les tronçons. On retiendra la résistance minimale entre le cas « groupe de boulons entre les semelles » et la somme des résistances des boulons sous la semelle.

En flexion, seuls les boulons en débord au-dessus de la semelle tendue (noté rangée 1) et les boulons juste en dessous de cette semelle (noté rangée 2) sont à considérer. On vérifie que la semelle comprimée n'est pas limitative pour la résistance de l'assemblage :

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h-t_f}$$

$$\text{Si } F_{T,1,Rd} + F_{T,2,Rd} \leq F_{c,fb,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = F_{T,1,Rd}h_1 + F_{T,2,Rd}h_2$$

$$\text{Si } F_{T,1,Rd} + F_{T,2,Rd} \geq F_{c,fb,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = F_{T,1,Rd}h_1 + (F_{c,fb,Rd} - F_{T,1,Rd})h_2$$

La cote h_i est mesurée depuis le centre de compression de l'assemblage, a priori la mi-épaisseur de la semelle comprimée.

L'attention du concepteur est attirée sur la présence éventuelle d'un rupteur thermique, le centre de compression de ce dernier (et qui doit être retenu comme centre de compression de l'assemblage complet) n'étant pas nécessairement à mi-épaisseur de la semelle.

6.2.5.4. • Soudures poutre – platine

L'effort résistant d'un cordon de soudure d'angle est le produit de sa longueur L , de sa gorge a et de la contrainte limite $f_{vw,d}$:

$$F_{w,Rd} = L a f_{vw,d}$$

La contrainte limite est calculée comme suit :

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}}$$

Où f_u représente la résistance ultime à la traction du métal assemblé le plus faible et β_w le coefficient de corrélation :

Nuance	β_w
S235	0,80
S275	0,85
S355	0,90
S420 et S460	1,00

6.2.5.5. • Rigidité flexionnelle de l'assemblage

La rigidité flexionnelle initiale de l'assemblage est évaluée par l'expression suivante :

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

Où z désigne le bras de levier de l'assemblage (distance entre le centre de compression et la rangée de boulons la plus éloignée). Les

coefficients k_i à prendre en compte sont donnés dans les tableaux suivants.

La rigidité flexionnelle S_j à utiliser dans le calcul est calculée comme suit :

$$\text{Si } M_{Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} :$$

$$S_j = S_{j,ini}$$

$$\text{Si } M_{Ed} > \frac{2}{3} M_{j,Rd} :$$

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\left(1,5 \frac{M_{Ed}}{M_{j,Rd}}\right)^\Psi}$$

On prend $\Psi = 2,7$, sauf si le fabricant du rupteur thermique (le cas échéant) donne une valeur différente.

- Support béton

	Effet de levier	Pas d'effet de levier	Interposition d'un rupteur thermique
k_{13}	$\frac{E_c \sqrt{A_c}}{1,275E}$		(considéré dans la rigidité du rupteur)
	A_c est l'aire de compression calculée suivant 6.2.5.1 (cas en flexion).		
k_{15}	$\frac{0,85l_{eff,p} t_p^3}{m^3}$	$\frac{0,425l_{eff,p} t_p^3}{m^3}$	
	l_{eff} est la longueur efficace minimale pour la rangée extrême dans la platine, t_p est l'épaisseur de la platine et m est la distance donnée dans la (Figure B.8).		
k_{16}	$\frac{1,6A_s}{L_b}$	$\frac{2,0A_s}{L_b}$	(considéré dans la rigidité du rupteur)
	A_s est la section résistante de la tige et L_b sa longueur soumis à l'allongement (8Φ + épaisseur de la platine et de la rondelle + $\frac{1}{2}$ épaisseur d'écrou)		

- Support acier

	Assemblage acier – acier classique	Interposition d'un rupteur thermique
k_1	$\frac{0,38A_{vc}}{z}$	
	A_{vc} est l'aire de cisaillement du poteau support	
k_2	∞ si un raidisseur est placé en vis-à-vis du centre de compression, sinon : voir EN 1993-1-8	



	Assemblage acier – acier classique	Interposition d'un rupteur thermique
k_3	$\frac{0,7l_{eff,c}t_{wc}}{d_{wc}}$	
	$l_{eff,c}$ est la longueur efficace minimale pour la rangée extrême dans l'âme du poteau, t_{wc} est l'épaisseur de l'âme du poteau et d_{wc} est la hauteur droite de l'âme.	
k_4	$\frac{0,9l_{eff,c}t_{fc}^3}{m^3}$	$\frac{0,45l_{eff,c}t_{fc}^3}{m^3}$
	$l_{eff,c}$ est la longueur efficace minimale pour la rangée extrême dans l'âme du poteau, t_{fc} est l'épaisseur de la semelle du poteau et m est la distance donnée dans la (Figure B.8), mais coté poteau.	
k_5	$\frac{0,9l_{eff,p}t_p^3}{m^3}$	$\frac{0,45l_{eff,p}t_p^3}{m^3}$
	$l_{eff,p}$ est la longueur efficace minimale pour la rangée extrême dans la platine, t_p est l'épaisseur de la platine et m est la distance donnée dans la (Figure B.8).	
k_{10}	$\frac{1,6A_s}{L_b}$	(considéré dans la rigidité du rupteur)
	A_s est la section résistante du boulon et L_b sa longueur soumise à l'allongement (longueur serrée + ½ épaisseur de tête + ½ épaisseur d'écrou)	

6.3. • Annexe C : Valeurs réglementaires pour le calcul des charges sismiques

L'arrêté du 22 octobre 2010, relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite à risque normal, définit les valeurs des paramètres nécessaires à la détermination des actions sismiques.

6.3.1. • Catégorie et coefficient d'importance

Le niveau de protection parasismique prévu par la réglementation est adapté à chaque bâtiment en fonction du risque associé. A cet effet, une classification en catégorie d'importance est effectuée, en fonction de plusieurs paramètres définis dans le Tableau suivant, comme par exemple le nombre de personnes pouvant être accueillies, la hauteur du bâtiment ou sa destination.

A chaque catégorie d'importance est associée une valeur du coefficient d'importance γ_i .



Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_i	Bâtiments
I	0,8	Bâtiments dont est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres catégories
II	1,0	Maisons individuelles ; Bâtiments d'habitation collective, de bureaux et de commerce non visés par la catégorie III ; Bâtiments industriels non visés par la catégorie III ; Parcs de stationnement ouverts au public ; ERP des 4 ^{ème} et 5 ^{ème} catégories.
III	1,2	Bâtiments d'habitation collective ou de bureaux dont la hauteur dépasse 28 m ; ERP des 1 ^{ère} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} catégories ; Bâtiments pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes (notamment commerces, bureaux, bâtiments industriels) ; Etablissements scolaires ; Bâtiments des centres de production collective de l'énergie.
IV	1,4	Bâtiments abritant les moyens opérationnels de secours ou de la défense (homme ou matériel) ; Bâtiments assurant le maintien des communications (tours hertziennes, centres vitaux des réseaux de télécommunication...) ; Bâtiments assurant le contrôle de la circulation aérienne ; Etablissements de santé (en particulier les hôpitaux) ; Bâtiments de distribution ou de stockage de l'eau potable ; Bâtiments des centres de distribution publique de l'énergie ; Bâtiments des centres météorologiques.

▲ Tableau C.1 : Définition des catégories d'importance

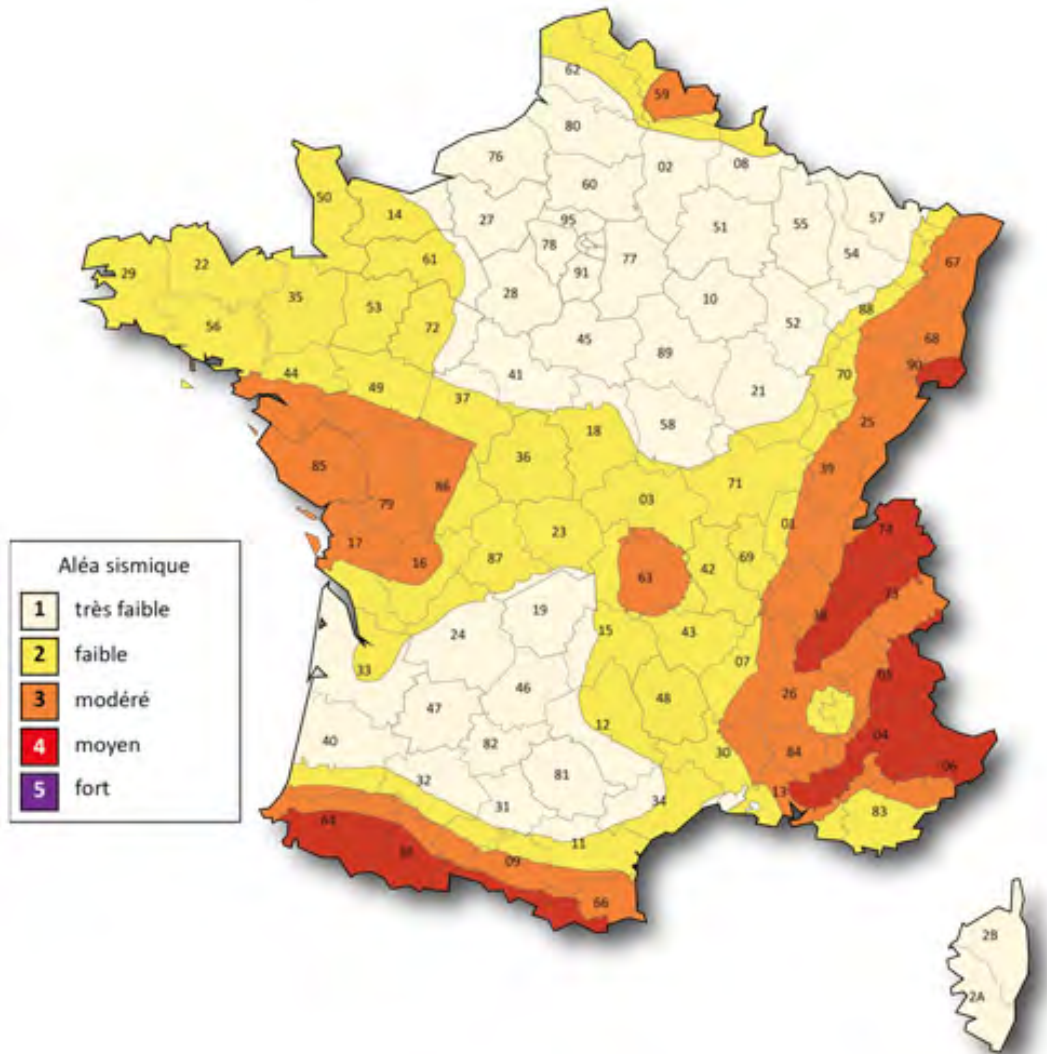
6.3.2. • Zonage sismique et accélération maximale du sol

Le territoire français est découpé en zones sismiques, définies par le **décret n°2010-1255** pour chaque commune française, et représentées par un indice compris entre 1 et 5, fonction de l'aléa sismique :

Zone de sismicité	Aléa
1	Très faible
2	Faible
3	Modéré
4	Moyen
5	Fort

▲ Tableau C.2 : Définition des zones de sismicité

En France, la zone de sismicité 5 (aléa fort) ne concerne que les Antilles (Martinique et Guadeloupe), tandis que les communes de métropole sont réparties entre les zones 1 à 4.



▲ Figure C.1 : Zonage sismique du territoire français (métropole) d'après le décret 2010-1255

Note

Le site internet www.prim.net, du Ministère chargé de la prévention des risques naturels, permet de déterminer aisément la zone sismique d'une commune, ainsi que l'existence éventuelle d'un Plan de Prévention des Risques Sismiques pour le lieu d'implantation du bâtiment

En fonction de la zone de sismicité ainsi définie, l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol rocheux, notée a_{gr} , est établie, d'après la correspondance donnée par le Tableau suivant.

Zone de sismicité	Accélération maximale de référence a_{gr} (m/s ²)
1	0,4
2	0,7
3	1,1
4	1,6
5	3,0

▲ Tableau C.3 : Accélération maximale de référence



6.3.3. • Coefficient de sol

La nature des couches de sol situées en surface influence fortement le niveau des sollicitations subies par les bâtiments pendant un tremblement de terre. En particulier, il est maintenant bien établi que les sols meubles, de type alluvionnaires, engendrent localement une augmentation importante de l'action sismique. L'incidence du sol est prise en compte dans la réglementation par le biais d'un classement, avec principalement cinq classes, allant de la classe A pour le sol rocheux à la classe E pour le sol mou.

La classe de sol est normalement établie par un bureau d'études spécialisé, en fonction des critères indiqués en 3.1.2 de l'EN 1998-1.

A chaque classe de sol est associée une valeur du coefficient de sol S , d'après la correspondance indiquée dans le Tableau C.4, qui traduit l'amplification des actions sismiques provoquée par le sol local.

Classes de sol	Coefficient de sol S	
	Zones de sismicité 1 à 4	Zone de sismicité 5
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

▲ Tableau C.4 : Coefficient de sol S

6.4. • Annexe D : Exigences réglementaires en matière de performance au feu

En matière de résistance au feu, les exigences réglementaires imposées aux bâtiments sont définies selon leurs destinations. Elles sont formulées dans différents textes réglementaires, à savoir :

- Etablissements Recevant du Public (ERP)
 - Arrêté modifié du 25 juin 1980 relatif aux règles de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les ERP (Articles C012, CO 13 et CO 14) ;
 - Arrêtés spécifiques aux différents types, ex : Parc de Stationnement : Arrêté du 9 mai 2006 ;
- Habitations
 - Arrêté du 31 janvier 1986, modifié par les arrêtés du 18 août 1986 et du 19 décembre 1988 ;
- Immeubles de Grande Hauteur (IGH)
 - Arrêté modifié du 18 octobre 1977, relatif aux règles de sécurité contre les risques d'incendie et de panique dans les ERP ;



- Tertiaire (bureaux...) ;
 - Arrêté du 5 août 1992 modifié « Prévention des incendies et du désenfumage de certains lieux de travail » ;
 - Code du travail (articles R. 235-4) ;

Dans la présente annexe, les principales exigences imposées aux bâtiments en matière de stabilité au feu et de résistance à la propagation verticale du feu par les façades sont présentées.

6.4.1. • Etablissements Recevant du Public (ERP)

6.4.1.1. • Stabilité au feu de la structure porteuse

Les ERP sont classés en fonction du nombre d'occupants potentiels, de leur activité et de la hauteur du plancher du dernier niveau.

Les degrés de résistance au feu sont définis dans les articles CO 11 à CO 15 de l'arrêté du 25 juin 1980 ; ils varient entre ½ heure et 1 heure ½ en fonction de la catégorie du bâtiment (cf. Tableau). Ils ne concernent que les éléments de structure principaux, c'est-à-dire ceux dont la ruine a une incidence sur la stabilité globale de la structure porteuse. Des exigences de résistance au feu de 2 h à 3 h (R120 à R180) peuvent être requises pour les locaux présentant des risques particuliers d'incendie. En revanche, aucune exigence de stabilité au feu n'est imposée aux structures des bâtiments à simple rez-de-chaussée (article CO 14) et aux derniers étages des immeubles (article CO 13) lorsque certaines conditions spécifiques sont remplies, telles que l'utilisation de structures en acier ou mixtes visibles du plancher et ne présentant pas de risque d'effondrement en chaîne.

Les établissements recevant du public sont classés en cinq catégories selon leur effectif potentiel (arrêtés du 22 juin 1990 et du 12 juin 1995).

- 1^{ère} catégorie : au-dessus de 1500 personnes ;
- 2^{ème} catégorie : de 701 à 1500 personnes ;
- 3^{ème} catégorie : de 301 à 700 personnes ;
- 4^{ème} catégorie : 300 personnes et moins ;
- 5^{ème} catégorie : en dessous du seuil défini par type d'exploitation ;



Etablissement occupant entièrement le bâtiment	Etablissement occupant partiellement le bâtiment	Catégorie de l'établissement	Résistance au feu	Règle du « C+D »
Simple rez-de-chaussée	Rez-de-chaussée à un seul niveau	Toutes catégories	Structures SF ½ h (R30) Plancher CF ½ h (REI 30)	Non
Plancher bas du niveau le plus haut situé à moins de 8m du sol	Différence de hauteur entre les niveaux extrêmes de l'établissement inférieur ou égal à 8 m	2 ^e catégorie 3 ^e catégorie 4 ^e catégorie	Structures SF ½ h (R30) Plancher CF ½ h (REI 30)	Non
		1 ^{ère} catégorie	Structures SF 1h (R60) Plancher CF 1h (R60)	oui
Plancher bas du niveau le plus haut situé à plus de 8m du sol	Différence de hauteur entre les niveaux extrêmes de l'établissement supérieur ou égal à 8 m	2 ^e catégorie 3 ^e catégorie 4 ^e catégorie	Structures SF 1h (R60) Plancher CF 1h (REI60)	oui
		1 ^{ère} catégorie	Structures SF 1h½ (R90) Plancher CF 1h½ (REI90)	oui

▲ Tableau D. 1 : Exigences de résistance au feu applicables aux ERP

6.4.1.2. • Résistance à la propagation verticale du feu par les façades

L'article CO 21 de l'arrêté du 25 juin 1980 définit les conditions d'application de la règle du « C+D » exigée pour éviter la propagation verticale du feu d'un niveau à un autre d'un bâtiment par les ouvertures de façade. Pour les ERP, la règle du « C+D » s'applique :

- Aux ouvrages comportant des locaux à sommeil au-dessus du R+1 ;
- Aux bâtiments sectorisés ou compartimentés, dont le plancher bas du dernier niveau est situé à plus de 8m du sol ;
- Aux parties des façades situées au droit des planchers haut des locaux à risques importants ;
- Aux parties des façades situées au droit des planchers d'isolement avec un tiers ;

En revanche, la règle du « C+D n'est pas exigée si l'établissement recevant du public occupe la totalité du bâtiment et s'il est entièrement équipé d'un système d'extinction automatique du type sprinkleur ou d'un système de sécurité incendie de catégorie A.

Lorsqu'elle s'applique, il convient de s'assurer que la somme minimale des distances « C » et « D » vérifie les conditions suivantes :

- $C + D \geq 1 \text{ m}$, si la masse combustible M est inférieure à 130 MJ/m^2 ;
- $C + D \geq 1,30 \text{ m}$, si la masse combustible M est supérieure à 130 MJ/m^2 ;

Où M est la masse combustible de la façade.



6.4.2. • Habitations

6.4.2.1. • Stabilité au feu de la structure porteuse

Les bâtiments d'habitation sont classés par famille selon leur caractère individuel ou collectif prenant en compte l'indépendance de structures contiguës, le nombre de niveaux, la hauteur du plancher bas du logement le plus haut et l'accessibilité du bâtiment aux engins des services de secours. Ils sont répartis en quatre familles :

- 1^{ère} Famille : habitations individuelles isolées ou jumelées à un étage sur rez-de-chaussée, au plus, habitations individuelles à rez-de-chaussée groupées en bande, habitations individuelles à un étage sur rez-de-chaussée, groupées en bande avec structures porteuses indépendantes de celles des habitations contiguës;
- 2^e Famille : habitations individuelles isolées ou jumelées de plus d'un étage sur rez-de-chaussée; habitations individuelles à un étage sur rez-de-chaussée seulement, groupées en bande avec structures porteuse non indépendante, habitations individuelles de plus d'un étage sur rez-de-chaussée groupées en bande; habitations collectives comportant au plus trois étages sur rez-de-chaussée.
- 3^e Famille : Habitations dont le plancher bas du logement le plus haut est situé à vingt-huit mètres au plus au-dessus du sol utilement accessible aux engins des services de secours et de lutte contre l'incendie.
- 4^e Famille : Habitations dont le plancher bas du logement le plus haut est situé à plus de vingt-huit mètres et à cinquante mètres au plus au-dessus du niveau du sol utilement accessible aux engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie;

Les bâtiments d'habitation doivent satisfaire aux exigences spécifiées dans l'arrêté du 31 janvier 1986 relatif à la protection contre l'incendie des bâtiments d'habitation et modifié par les arrêtés du 18 août 1986 et du 19 décembre 1988. Ces exigences varient entre ¼ h et 1h ½ (R15 à R90) comme indiquées dans le Tableau D. 2.

6.4.2.2. • Résistance à la propagation verticale du feu par les façades

Pour les logements, la règle du « C+D » ne s'applique qu'à partir de la troisième famille. La somme minimale des distances « C » et « D » est fixée en fonction de la masse combustible mobilisable des matériaux utilisés en façades :

- Pour la 3^e famille – A :
 - si $M \leq 25 \text{ MJ/m}^2$ $C+D \geq 0,6\text{m}$



- Si $25 < M \leq 80 \text{ MJ/m}^2$ $C+D \geq 0,8\text{m}$
- Si $M > 80 \text{ MJ/m}^2$ $C+D \geq 1,1\text{m}$
- Pour la 3^e famille B et la 4^e famille :
 - si $M \leq 25 \text{ MJ/m}^2$, $C+D \geq 0,8\text{m}$
 - Si $25 < M \leq 80 \text{ MJ/m}^2$, $C+D \geq 1\text{m}$
 - Si $M > 80 \text{ MJ/m}^2$, $C+D \geq 1,3\text{m}$

Où M est la masse combustible de la façade à l'exclusion des menuiseries, fermetures et garde-corps.

	Exigence structure	Règle du « C+D »	Exigence séparatif logement
1 ^{ère} famille (individuel ou jumelé)	SF ¼ h (R15)	Non	CF ¼ h (REI15)
1 ^{ère} famille en bande	SF ¼ h (R15)	Non	CF ¼ h (REI15) Recoupement CF ½ h tous les 45m
2 ^e famille (individuel ou jumelé)	SF ½ h (R30) Plancher CF ½ h (REI30)	Non	CF ¼ h (REI15)
2 ^e famille en bande	SF ½ h (R30) Plancher CF ½ h (REI30)	Non	CF ¼ h (REI15) Recoupement CF ½ h tous les 45m
2 ^e famille (collectif)	SF ½ h (R30) Plancher CF ½ h (REI30)	Non	CF ½ h (REI30)
3 ^e famille (h<28m)	SF 1h (R30) Plancher CF 1h (REI30)	Oui	CF ½ h (REI30) Recoupement CF 1h½ tous les 45m
4 ^e famille (28≤h≤50m)	SF 1h ½ (R30) Plancher CF 1h½ (REI30)	Oui	CF ½ h (REI30) Recoupement CF 1h½ tous les 45m

▲ Tableau D. 2 : Exigences de résistance au feu applicables aux immeubles d'habitation

6.4.3. • Immeubles de Grande Hauteur – IGH

6.4.3.1. • Stabilité au feu de la structure porteuse

Les bâtiments dont le plancher bas du dernier niveau, par rapport au niveau du sol le plus haut utilisable par les engins de secours et de lutte contre l'incendie, est situé à plus de 50 mètres pour les immeubles à usage d'habitation ou à plus de 28 mètres pour tous les autres immeubles sont considérés comme des immeubles de grande hauteur. Ils doivent satisfaire aux exigences de l'arrêté du 18 octobre 1977 portant sur le règlement de sécurité pour la construction des IGH et leur protection contre les risques d'incendie et de panique, modifié par l'arrêté du 22 octobre 1982.

Les exigences imposées en matière de résistance au feu sont, principalement, un degré de résistance de 2 h et, d'autre part, une limitation de la charge combustible à 680 MJ par mètre carré de surface de plancher.

6.4.3.2. • Résistance à la propagation verticale du feu par les façades

La règle du « C+D » est exigée pour les façades vitrées des immeubles de Grande Hauteur, en respectant les conditions suivantes :

- La masse combustible mobilisable (M) de la façade est inférieure ou égale à 130 MJ/m², l'ensemble des matériaux entrant dans sa constitution étant à prendre en compte ;
- C + D ≥ 1,20 m si M ≤ 80 MJ/m² ;
- C + D ≥ 1,50 m si M ≤ 130 MJ/m² ;

6.4.4. • Bâtiments de bureaux et assimilés, régis par le code du travail

6.4.4.1. • Stabilité au feu de la structure porteuse

Les exigences en matière de stabilité au feu de la structure pour les immeubles de bureaux sont définies par le Code du travail (articles R. 235-4) et l'arrêté du 5 août 1992 (cf. Tableau)

hauteur	Stabilité au feu
< 8m	aucune
> 8m	Structure SF 1 h (R60) Plancher CF 1 h (REI 60)

▲ Tableau D. 3 : Exigences de résistance au feu applicables aux bâtiments de bureaux

Une résistance au feu de 1 heure (pour la structure et le plancher) est demandée pour les bâtiments ayant un plancher situé à plus de 8 m du niveau du sol.

6.4.4.2. • Résistance à la propagation verticale du feu par les façades

Aucune exigence en matière de « C+D » pour les façades vitrées des immeubles de bureaux régis par le code du travail.

6.5. • Annexe E : Méthode des flammes extérieures

En alternative à l'approche basée sur l'incendie conventionnel pour les milieux confinés, l'utilisation de la méthode normative « des flammes extérieures » peut être utilisée pour justifier la stabilité au feu des structures métalliques rapportées en façade de bâtiment (balcons, coursives...).

Le principe de la méthode et son domaine d'application sont brièvement résumés dans la présente annexe. Des informations plus



détaillées sur la méthode sont données dans l'Annexe C de l'Eurocode 1 partie 1.2 et l'Annexe B de l'Eurocode 3 partie 1.2.

6.5.1. • Domaine d'application

La méthode « des flammes extérieures » permet de déterminer la température maximale atteinte par un élément de structure extérieur. Elle est basée sur un bilan thermique stationnaire (hypothèse sécuritaire qui conduit à une valeur majorante de la température), ce qui réduit son domaine d'application à des éléments de structure ayant une forte conductivité thermique, tels que les éléments métalliques, et non protégés. Par ailleurs la méthode étant basée sur l'hypothèse d'un incendie généralisé dans un des locaux du bâtiment, l'application de la méthode est limitée à des compartiments dont les dimensions ne dépassent pas 70 m de longueur, 18 m de largeur et 5 m de hauteur.

6.5.2. • Principe de la méthode

La méthode « des flammes extérieures » consiste à évaluer la possibilité de sorties de flammes lors du développement d'un incendie à l'intérieur d'un bâtiment, de déterminer le champ de température à l'extérieur de ce bâtiment (distribution des températures dans les flammes) et d'évaluer la température maximale atteinte par les éléments extérieurs. L'échauffement maximal obtenu pour chaque élément de structure est ensuite comparé à la température critique de l'élément (définie comme la température au-delà de laquelle l'élément de structure ne peut plus être stable) afin de vérifier sa stabilité au feu.

Pour évaluer l'échauffement des éléments de structure extérieurs, la méthode prend en compte :

- Les dimensions du compartiment (longueur, largeur, hauteur) ;
- La position et les dimensions de toutes les ouvertures en façades : portes, fenêtres... Les ouvertures en façade sont définies comme l'ensemble des éléments de façades ne présentant pas une performance au feu (degré coupe-feu ou pare-flamme) supérieure ou égale à la résistance au feu requise pour l'élément structurel (présence d'un « C+D » ou exigence sur les éléments de façades) ;
- La possibilité d'apport d'air provenant d'une source autre que les ouvertures de type portes et fenêtres ;
- Les caractéristiques des éléments de structure extérieurs étudiés : dimensions, position et l'éloignement par rapport à la façade ;
- la présence de déflecteur ou balcon et d'écrans thermiques pouvant protéger une ou plusieurs faces d'un élément de structure extérieur ;

- Le potentiel calorifique présent dans les locaux (fonction de la nature des locaux : bureaux, bibliothèque, etc.). Le tableau suivant donne les valeurs forfaitaires de la charge incendie en fonction de l'activité du bâtiment données dans l'Annexe Nationale de l'Eurocode 1 partie 1.2 .

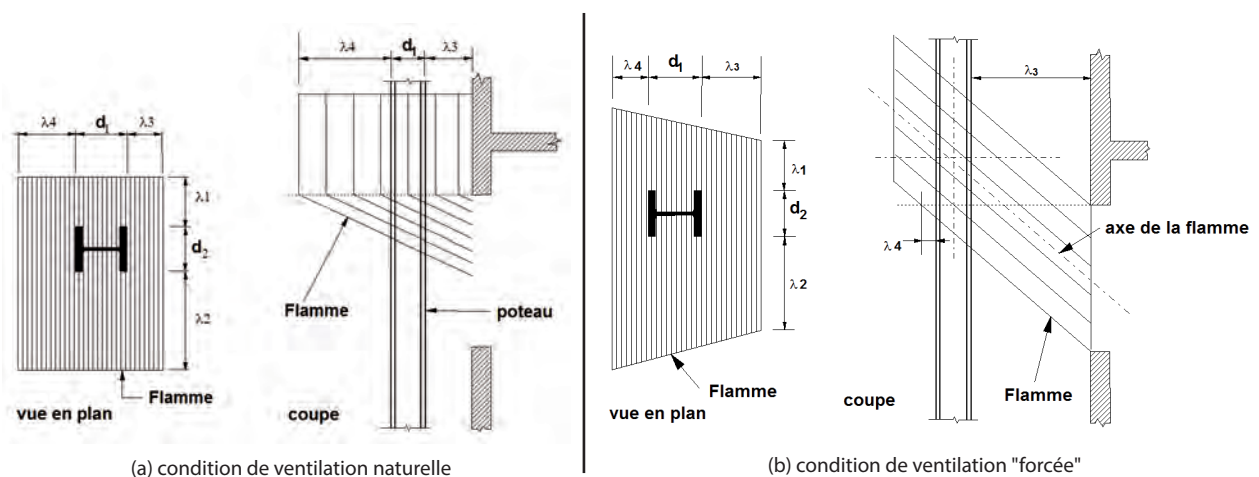
Type d'occupation	Charge incendie (MJ/m ²)
Logement	930
Hôpital	630
Chambre d'hôtel	460
Bureau	740
Bibliothèque – Archives de bureau	2300
Salle de réunion / conférence	410
Salle d'école	530
Centre Commercial	840

▲ **Tableau E.1** : Valeurs caractéristiques de charges incendie

Les flammes sortant par les ouvertures sont caractérisées par leur forme (le plus souvent trapézoïdales) et leurs dimensions. Différentes conditions de ventilation peuvent être prises en compte sur le développement du feu :

- La situation de ventilation naturelle (situation la plus rencontrée) correspondant au cas de compartiment n'ayant pas d'ouvertures sur l'extérieur sur deux faces opposées.
- La situation de ventilation forcée correspondant au cas de compartiment dont deux faces opposées ont des ouvertures possibles sur l'extérieur.

La figure suivante montre la forme des flammes dans les situations de ventilation naturelle ou de ventilation forcée et leur configuration par rapport à un poteau situé dans les flammes.



▲ **Figure E.1** : Forme de flammes extérieures en fonction des conditions de ventilation

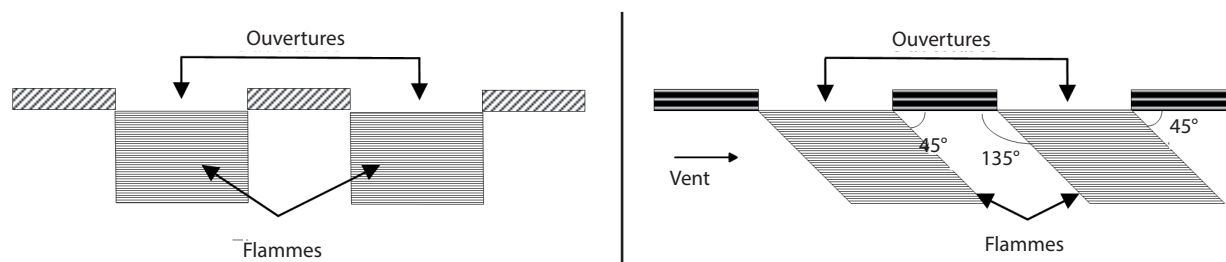
Dans le cas d'une ventilation naturelle, la forme des flammes utilisée dans la méthode prend en compte la présence de vent parallèle à la



façade susceptible de dévier les flammes. Trois configurations différentes (cf. fig. E.2) sont alors étudiées :

- flamme non déviée (sortie perpendiculaire à la façade) ;
- flamme déviée de $+45^\circ$ par rapport au plan de la façade ;
- flamme déviée de -45° par rapport au plan de la façade ;

Ensuite, seule la température maximale déduite des trois configurations exposées ci-dessus est retenue et utilisée pour vérifier la stabilité au feu de l'élément de structure étudié.



▲ Figure E.2 : Effet d'un vent latéral

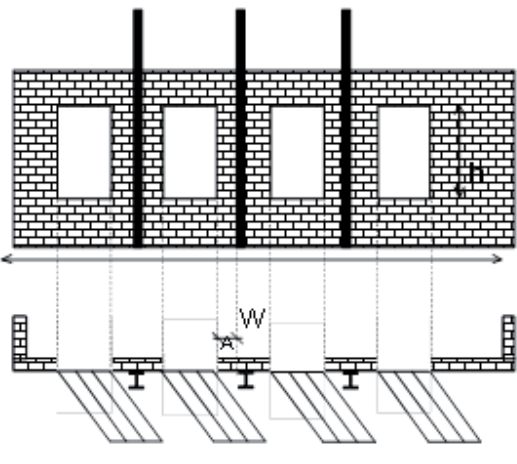
Trois types d'éléments de structure peuvent être étudiés :

- poteaux ;
- poutres parallèles à la façade ;
- poutres perpendiculaires à la façade ;

La température d'un élément extérieur est déterminée à partir de sa position par rapport aux flammes. L'élément peut se trouver dans les flammes en tout ou partie ou bien hors des flammes. Lorsque l'élément de structure est hors des flammes, sa température décroît très rapidement avec son éloignement de la flamme. Le fait que l'élément se trouve hors des flammes conduit souvent à une température inférieure à 500°C et donc à la vérification de sa stabilité au feu. Une pré-vérification de la stabilité au feu de l'élément peut donc se limiter à une considération simplement géométrique en positionnant l'élément de structure hors de la flamme représentée par une forme géométrique simple.

A titre d'exemple, le Tableau donne la demi-largeur minimale A d'un trumeau, qui doit nécessairement être supérieure à la largeur du poteau, en fonction de la hauteur des fenêtres avoisinantes et de la largeur du compartiment, pour permettre un faible échauffement du poteau (c'est à dire inférieure à la température critique forfaitaire).

Hauteur de fenêtre h	Valeurs minimales de A [m] pour un compartiment de largeur W =			
	9 m	18 m	36 m	72 m
1 m	1.4	2.3	2.3	2.3
2 m	0.8	1.1	1.1	1.1
3 m	0.6	0.8	1.0	1.0
4 m	0.3	0.7	0.9	0.9
5 m	0.3	0.7	0.8	0.8



▲ **Tableau E2** : valeur minimale de la demi-largeur d'un trumeau pour avoir une température du poteau inférieure à sa température critique

6.6. • Annexe F : Exemple de calcul thermique

On considère un bâtiment d'habitation collective R+3, à ossature en béton et isolé par l'extérieur.

Les tableaux suivants donnent les caractéristiques ainsi que les performances thermiques du bâtiment pour différentes conceptions des balcons :

- Balcons acier en porte à faux ;
- Balcons acier autoportants.

Systèmes constructifs		
Façade	Béton + ITE 14 cm	$U_p = 0.25 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$
Plancher bas sur LNC	Dalle en béton + isolation en sous face	$U_e = 0.30 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$
Plancher haut	Isolation sur dalle béton	$U_p = 0.20 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$
Fenêtres/PF (17 % de la SHAB)	Double vitrage 4/16/4 peu émissif + remplissage argon	$U_w = 1.40 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$
Porte	Porte vitrée Alu à Rupture de pont thermique 3+3/15 argon/4, FE	$U_w = 2.1 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$
Perméabilité à l'air	Etanchéité améliorée	$Q_{4\text{Pa-surf}} = 0.8 \text{ m}^3/(\text{h}.\text{m}^2)$

	Balcons Acier en porte à faux sans rupteurs	Balcons Acier autoportant sans rupteurs
$\Psi_{\text{moyen}} \text{ (W}/(\text{m}.\text{K}))$	0,20	0,10
$\Psi_{\text{max}} \text{ (W}/(\text{m}.\text{K}))$	0,60	0,60
Ratio $\Psi \text{ (W}/(\text{m}^2.\text{K}))$	0,15	0,14
Ratio $\Psi_{\text{max}} \text{ (W}/(\text{m}^2.\text{K}))$	0,28	0,28



	Balcons Acier en porte à faux sans rupteurs	Balcons Acier autoportant sans rupteurs
Bbio (nombre de points)	34	34
Bbio _{max}	72	72

$\Psi_{9_{\text{moyen}}}$ correspond au pont thermique moyen aux niveaux des liaisons entre les planchers intermédiaires et les murs donnant sur l'extérieur ou sur un local non chauffé ($\Psi_{9_{\text{moyen}}} \leq 0.6 \text{ W}/(\text{m.K})$; selon la RT 2012).

Ratio Ψ correspond aux déperditions thermiques par l'ensemble des ponts thermiques de liaison par m^2 de SHON_{RT} ($\text{Ratio}\Psi \leq 0.28 \text{ W}/(\text{m}^2.\text{K})$; selon la RT 2012).

Bbio correspond aux besoins en énergie du bâtiment pour le chauffage, le refroidissement et l'éclairage artificiel ($\text{Bbio} \leq \text{Bbio}_{\text{max}}$; selon la RT 2012).

Bbio_{max} correspond au seuil maximal des besoins en énergie autorisé par la réglementation thermique (défini par la réglementation en fonction de l'usage du bâtiment, sa localisation géographique,...).

Calcul du pont thermique moyen aux niveaux des planchers intermédiaires $\Psi_{9_{\text{moyen}}}$:

Le coefficient de transmission thermique linéique moyen des liaisons entre les planchers intermédiaires et les murs donnant sur l'extérieur ou sur un local non chauffé ($\Psi_{9_{\text{moyen}}}$) se calcule d'après la relation suivante :

$$\Psi_{9_{\text{moyen}}} = \frac{\sum_{i=1}^3 \Psi_{9_i} \times L_{p_i} + \sum_{i=1}^3 X_{fi} \times N_{fi}}{\sum_{i=1}^3 L_{p_i}}$$

Avec

Ψ_{9_i} : pont thermique au niveau du plancher intermédiaire i ($\text{W}/(\text{m.K})$) (à partir des règles Th-bât de la RT 2012)

L_{p_i} : périmètre du plancher intermédiaire i (m)

X_{fi} : pont thermique ponctuel au niveau d'une fixation (W/K) (à partir du tableau du paragraphe 3.4)

N_{fi} : Nombre de fixations au niveau du plancher intermédiaire i

Pour notre exemple, avec trois planchers intermédiaires identiques, on a :

- Balcons en porte à faux (3 fixations par balcon ; IPE200) :

$$\Psi_{9_{\text{moyen}}} = \frac{3 \times 0,07 \times 100 + 3 \times 0,32 \times (14 \times 3)}{3 \times 100} = 0,20 \frac{\text{W}}{\text{m.K}}$$

- Balcons autoportants (2 fixations par balcon ; Cornières) :



$$\Psi_{9\text{moyen}} = \frac{3 \times 0,07 \times 100 + 3 \times 0,095 \times (14 \times 2)}{3 \times 100} = 0,10 \frac{\text{W}}{\text{m.K}}$$

6.7. • Annexe G : Exemple de calcul structural

6.7.1. • Données générales

On considère un bâtiment d'habitation collective R+3, à ossature en béton et isolé par l'extérieur, situé en région parisienne. On analyse deux types de structure rapportée sur ce bâtiment : un balcon en porte-à-faux et une coursive autoportante.

6.7.2. • Chargement

Les données pertinentes pour la détermination des sollicitations sont :

- Zone de neige A1 – Altitude < 200 m ;
- Zone de vent 2 – Rugosité IIIb – Terrain environnant plat.

Les charges permanentes sont déterminées à partir de la section des profilés, du garde-corps, du platelage, etc. On retient au final une charge permanente forfaitaire de 1,20 kN/m² pour le balcon comme pour la coursive.

Le bâtiment sert d'habitation (catégorie A), la charge d'exploitation Q à prendre en compte vaut donc 3,50 kN/m². Par convention, on considère le dixième de cette charge appliqué horizontalement (cf. 4.2.2)

La charge de neige sera négligée car non déterminante devant la charge d'exploitation (cf. 4.2.3) :

$$Q > 2,8s_k = 2,8 \times 0,45 = 1,26 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q > 1,9s_{Ad} = 1,9 \times 0 = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

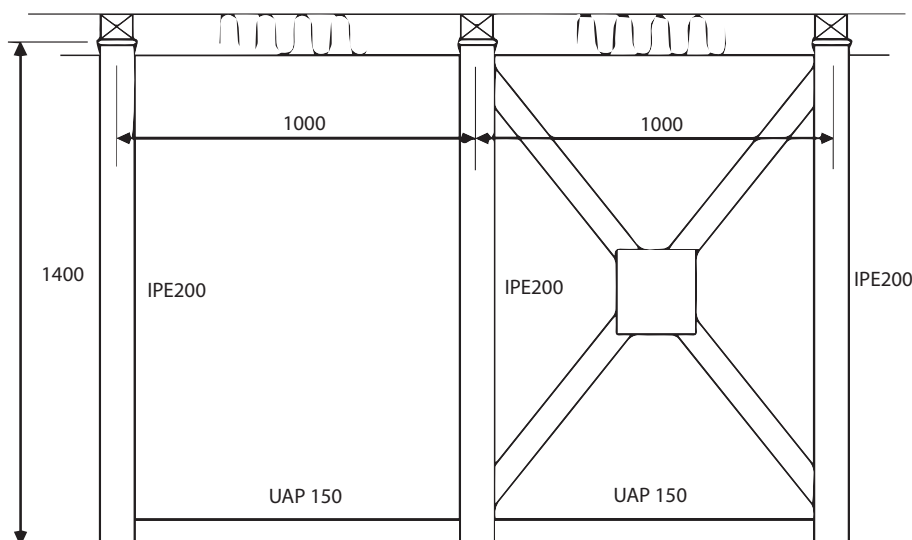
La pression de base du vent vaut 0,35 kN/m² (zone 2). Le balcon (ou la coursive) le (la) plus élevé(e) est à 9 m au-dessus du sol et le terrain environnant est caractérisé par une rugosité IIIb et une pente faible (on retient donc $c_0(z) = 1,0$). Le coefficient d'exposition vaut donc 1,35. La pression de pointe vaut donc (cf. 6.2.3) :

$$q_p = 1,35 \times 0,35 = 0,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



6.7.3. • Balcon en porte-à-faux

Le calcul concerne un balcon en porte-à-faux de portée 1,40 m et de largeur 2,00 m, fixé à l'aide de rupteurs thermiques.

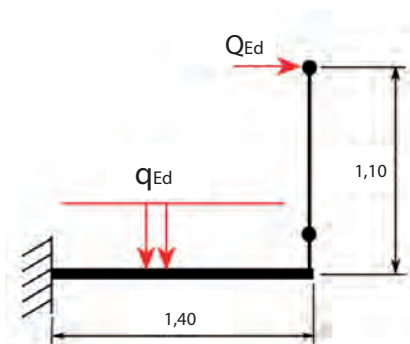


▲ Figure G.1 : Ossature du balcon

6.7.3.1. • Sollicitations

Les sollicitations sont déterminées pour la poutre maîtresse centrale (1,0 m de largeur d'influence).

Situation ELU n°1 – 1,35 G + 1,50 Q



▲ Figure G.2 : Schéma statique ELU n°1

$$q_{Ed} = 1,35 \times 1,20 + 1,50 \times 3,50 = 6,87 \frac{kN}{m^2}$$

Par sécurité, on tient compte pour le calcul du moment d'encastrement de la charge sur le garde-corps (avec pondération :

$$Q_{Ed} = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \frac{kN}{m}) :$$

$$M_{Ed} = 6,87 \times 1,0 \times \frac{1,4^2}{2} + 0,9 \times 1,0 \times 1,1 = 7,7 kN.m$$

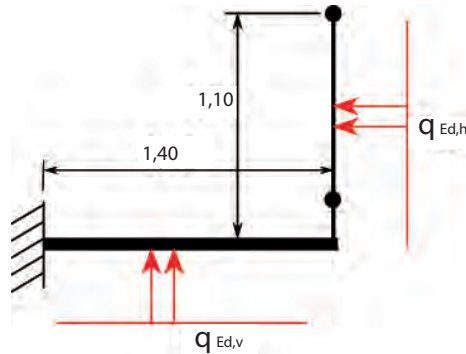
L'effort tranchant vertical à l'encastrement :

$$V_{z,Ed} = 6,87 \times 1,0 \times 1,4 = 9,6 \text{ kN}$$

De plus, on tient compte de la charge conventionnelle comme effort normal / tranchant horizontal :

$$V_{y,Ed} = N_{Ed} = \frac{1,50 \times 3,50}{10} \times 1,0 \times 1,4 = \pm 0,7 \text{ kN}$$

Situation ELU n°2 – 1,00 G + 1,50 W



▲ Figure G.3 : Schéma statique ELU n°2

Les coefficients de pression c_p sont pris égaux à 2,0.

$$q_{Ed,v} = 1,00 \times 1,20 - 1,50 \times 2 \times 0,47 = 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed,h} = 1,50 \times 2 \times 0,47 \times 0,8 = 1,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

On considère un taux de « remplissage » du garde corps valant 0,8.

$$M_{Ed} = 0,21 \times \frac{1,4^2}{2} \times 1,0 + 1,13 \times \frac{1,1^2}{2} \times 1,0 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$V_{z,Ed} = 0,21 \times 1,4 \times 1,0 = 0,3 \text{ kN}$$

Le vent provoque une traction ou une compression dans la poutre maîtresse, selon son orientation :

$$N_{Ed} = 1,13 \times 1,1 \times 1,0 = \pm 1,1 \text{ kN}$$

Pour l'effet du vent le long de la façade, on considère que l'effort est réparti à égalité entre les 3 assemblages :

$$V_{y,Ed} = \frac{2}{3} \times 1,13 \times 1,1 \times 1,0 = \pm 0,8 \text{ kN}$$

Situation ELS n°1 – 1,00 G + 1,00 Q

$$q_{Ed} = 1,00 \times 1,20 + 1,00 \times 3,50 = 4,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



6.7.3.2. • Rupteur thermique

On sélectionne un rupteur thermique permettant de résister aux sollicitations déterminées précédemment :

Fiche technique du rupteur		
	Résistances	
	Traction $N_{t,Rd}$	180 kN
	Compression $N_{c,Rd}$	150 kN
	Effort tranchant horizontal (+/-) $V_{y,Rd}$	3 kN
	Effort tranchant vertical descendant $V_{z-,Rd}$	18 kN
	Effort tranchant vertical ascendant $V_{z+,Rd}$	12 kN
	Flexion négative $M_{v-,Rd}$	10 kN.m
	Flexion positive $M_{v+,Rd}$	9 kN.m
	Rigidité	
	Rigidité en flexion (+/-) $S_{rupteur}$	1000 kN.m/rad
Interactions :		
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1,0 \text{ et } \frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd}} + \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}} \leq 1,0$		

▲ Tableau G.1 : Fiche technique du rupteur

Situation ELU n°1 – 1,35 G + 1,50 Q

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{0,7}{150} + \frac{7,7}{10} = 0,77 < 1,0$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd}} + \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}} = \frac{0,7}{3} + \frac{9,6}{18} = 0,77 < 1,0$$

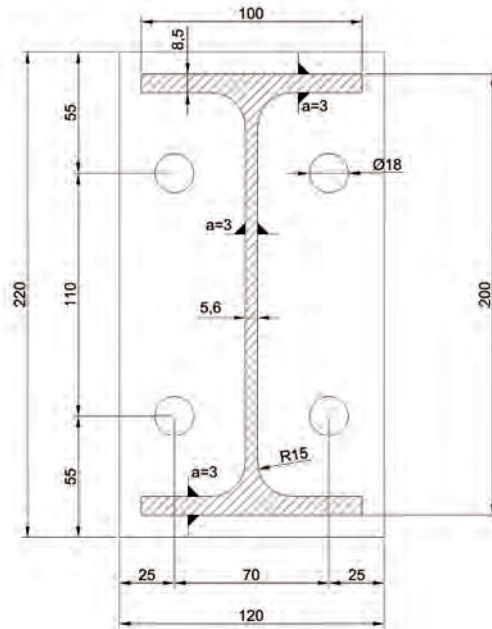
Situation ELU n°2 – 1,00 G + 1,50 W

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1,1}{150} + \frac{0,9}{9} = 0,11 < 1,0$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,Rd}} + \frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}} = \frac{0,8}{3} + \frac{0,3}{12} = 0,29 < 1,0$$

6.7.3.3. • Résistance de l'assemblage

La suite détaille les vérifications concernant la platine d'épaisseur 15 mm et en acier S275.



▲ Figure G.4 : Platine

Pression diamétrale

On vérifie en premier lieu la résistance de la platine vis-à-vis des cisaillements verticaux et horizontaux (pression diamétrale des trous de boulons).

- Dans le sens vertical

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{25}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{110}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; 1,0 \right\} = 1,0$$

Note : on ne considère pas e_1 et p_2 du fait de la présence de la semelle et de l'âme. On ne prend pas non plus en compte le rapport $\frac{f_{ub}}{f_u}$ car

ce terme a pour objet de renverser la vérification vers la tige en pression diamétrale si celle-ci est moins résistante. Or la tige fait partie du rupteur qui est déjà vérifié.

$$F_{b,z,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,2 \times 1,0 \times 430 \times 16 \times 15}{1,25} = 182 \text{ kN}$$

- Dans le sens horizontal

$$k_1 = \min \left\{ 1,4 \frac{110}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{25}{3 \times 18}; 1,0 \right\} = 0,46$$

$$F_{b,y,Rd} = \frac{2,2 \times 0,46 \times 430 \times 16 \times 15}{1,25} = 95 \text{ kN}$$



On considère que seules les 2 tiges inférieures reprennent l'effort tranchant (information à obtenir auprès du fabricant). On vérifie bien :

$$\left(\frac{V_{y,Ed}/n_b}{F_{v,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{z,Ed}/n_b}{F_{v,z,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{9,2/2}{182} \right)^2 + \left(\frac{0,8/2}{95} \right)^2 \approx 0 < 1,0$$

Tronçons en Tê tendus

La résistance de l'assemblage en traction et en flexion est déterminée par le calcul de deux tronçons en Tê tendus équivalents (cf. 6.2.5.3). Le premier tronçon correspond à une rangée isolée. Dans ce cas ($m = 32,2 \text{ mm}$, $e = 25 \text{ mm}$) :

$$l_{eff,1} = \min \{ 2\pi m; l_{eff,2} \} = 160 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = 4m + 1,25e = 160 \text{ mm}$$

L'interposition d'un rupteur thermique empêche l'apparition d'un effet de levier, donc :

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{l_{eff,1} t_f^2 f_y}{4\gamma_{M0}} = \frac{160 \times 15^2 \times 275}{4 \times 1,00} \times 10^{-6} = 2,475 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \times 2,475}{0,0322} = 154 \text{ kN}$$

Le deuxième tronçon correspond au groupe des deux rangées. Dans ce cas ($m = 32,2 \text{ mm}$, $e = 25 \text{ mm}$) :

$$l_{eff,1} = \min \{ 2\pi m + 2p; l_{eff,2} \} = 270 \text{ mm}$$

$$l_{eff,2} = 4m + 1,25e + p = 270 \text{ mm}$$

$$M_{pl,1,Rd} = \frac{l_{eff,1} t_f^2 f_y}{4\gamma_{M0}} = \frac{270 \times 15^2 \times 275}{4 \times 1,00} \times 10^{-6} = 4,18 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \times 4,18}{0,0322} = 260 \text{ kN}$$

La résistance en traction de la platine vaut donc :
 $F_{T,Rd} = \min \{ 2 \times 157; 260 \} = 260 \text{ kN}$

$$N_{Ed} = 1,1 \text{ kN} < F_{T,Rd} = 260 \text{ kN}$$

On vérifie que la semelle comprimée n'est pas limitative pour l'assemblage en flexion

$$F_{c,fb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_f} = \frac{220,6 \times \frac{275}{1,0}}{200 - 8,5} = 317 \text{ kN}$$

La résistance du tronçon en Tê tendu vaut $154 \text{ kN} < F_{c,fb,Rd}$. En flexion, la résistance de la patine vaut donc : $M_{j,Rd} = 0,110 \times 157 = 17,3 \text{ kN.m}$

$$M_{Ed} = 7,7 \text{ kN} < M_{j,Rd} = 17,3 \text{ kN.m}$$

Soudures poutre – platine

La contrainte limite des soudures est calculée comme suit :

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{M2}} = \frac{430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 234 \text{ MPa}$$

Les cordons de soudures ont pour longueur approchée :

- Ame : $2 \times 150 = 300 \text{ mm}$
- Semelle : $100 + 70 = 170 \text{ mm}$ (chacune)

L'analyse ne concerne que la situation ELU n°1, la plus pénalisante. Les cordons d'âme reprennent la totalité de l'effort tranchant vertical et une partie de l'effort normal (au prorata des aires respectives des semelles et de l'âme) :

$$F_{w,w,Ed} = \sqrt{V_{y,Ed}^2 + \left(\frac{N_{Ed}}{2 \times A_f + A_w} \times A_w \right)^2} \approx V_{y,Ed} = 9,6 \text{ kN}$$

Donc :

$$a_{min} = \frac{F_{w,w,Ed}}{L f_{vwd}} = \frac{9\,200}{300 \times 234} = 0,1 \text{ mm}$$

L'EN 1993-1-8 impose un cordon minimal de 3 mm, ce qui est retenu ici.

Les cordons de semelle reprennent la totalité du moment et de l'effort tranchant horizontal et une partie de l'effort normal :

$$F_{w,f,Ed} = \sqrt{\left(\frac{M_{Ed}}{z} \right)^2 + \left(\frac{V_{y,Ed}}{2} \right)^2 + \left(\frac{N_{Ed}}{2 \times A_f + A_w} \times A_f \right)^2} \approx \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{7,7}{0,191} = 40 \text{ kN}$$

Donc :

$$a_{min} = \frac{F_{w,w,Ed}}{L f_{vwd}} = \frac{40\,000}{170 \times 234} = 1 \text{ mm}$$

On retient à nouveau un cordon minimal de 3 mm.

6.7.3.4. • Rigidité de l'assemblage

La rigidité de l'assemblage est principalement influencée par la rigidité du rupteur thermique. On ajoute l'influence de la platine à l'aide du terme de rigidité k_{15} (cf. 6.2.5.5) :

$$k_{15} = \frac{0,425 l_{eff,p} t_p^3}{m^3} = \frac{0,425 \times 160 \times 15^3}{32,2^3} = 6,87 \text{ mm}$$

La rigidité de la platine seule en flexion vaut :

$$S_{platine} = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k_i}} = \frac{210\,000 \times 110^2}{1} \times 10^{-6} = 17\,500 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$$

La rigidité totale de l'assemblage vaut donc :

$$S_{j,ini} = \left(\frac{1}{S_{rupteur}} + \frac{1}{S_{platine}} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{1000} + \frac{1}{17\,500} \right)^{-1} = 946 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$$

On ne peut pas considérer l'assemblage comme un encastrement :

$$S_{j,ini} \leq 30 \frac{EI_y}{l} = 30 \frac{210\,000 \times 1943}{1400} \cdot 10^{-2} = 87\,435 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rad}}$$

La rigidité effective doit donc être utilisée dans les calculs de flèche.

6.7.3.5. • Vérification des poutres maîtresses

Déversement

La poutre maîtresse doit être vérifiée vis-à-vis du déversement. Elle est maintenue à son extrémité par le U de fermeture et le contreventement. On calcule $M_{cr,0}$ dépendant des caractéristiques de la section et de la longueur de déversement $L_{cr} = 1400$ mm.

$$M_{cr,0} = \frac{\pi^2 E I_z}{L_{cr}^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} = 170 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Le moment critique est majoré par le facteur C_1 qui dépend de la forme du diagramme des moments. On assimile ici le diagramme des moments à une variation linéaire entre $M_{\text{encastrement}}$ et 0. Dans ce cas, $C_1 = 1,77$:

$$M_{cr} = C_1 M_{cr,0} = 1,77 \times 170 = 300 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Note :

une méthode plus précise est disponible dans l'annexe nationale, faisant intervenir un coefficient C_2 . Elle est plus favorable dans le cas considéré.

L'élançement de la barre vis-à-vis du déversement est donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{220,6 \cdot 10^3 \times 275}{300 \cdot 10^6}} = 0,45$$

Pour un IPE 200, la courbe de déversement est la courbe a ($\alpha=0,21$) :

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,21(0,45 - 0,2) + 0,45^2 \right] = 0,63$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,45^2}} = 0,93$$

$$M_{b,Rd} = \frac{X_{LT} W_y f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,93 \times 220,6 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-2} = 56,4 \text{ kN.m}$$

On vérifie bien :

$$M_{Ed} = 7,7 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 56,4 \text{ kN.m}$$

Déformations

La flèche du balcon est calculée en sommant la flèche « propre » de la barre $\frac{q_{Ed}l^4}{8EI}$ et la flèche induite par la rotation d'extrémité

$\frac{M_{Ed}l}{S_j} = \frac{q_{Ed}l^3}{2S_j}$. Les différents critères de flèche sont vérifiés ci-dessous.

Flèche verticale sous combinaison ELS :

$$f_{ELS} = \frac{q_{Ed}l^3}{2S_j} + \frac{q_{Ed}l^4}{8EI} = \frac{4,70 \times 1400^3}{2 \times 946 \cdot 10^6} + \frac{4,70 \times 1400^4}{8 \times 210000 \times 1943 \cdot 10^4} = 6,8 + 0,6 = 7,4 \text{ mm}$$

Flèche verticale sous charge variable élémentaire :

$$f_Q = \frac{q_{Ed}l^3}{2S_j} + \frac{q_{Ed}l^4}{8EI} = \frac{3,50 \times 1400^3}{2 \times 946 \cdot 10^6} + \frac{3,50 \times 1400^4}{8 \times 210000 \times 1943 \cdot 10^4} = 5,1 + 0,4 = 5,5 \text{ mm}$$

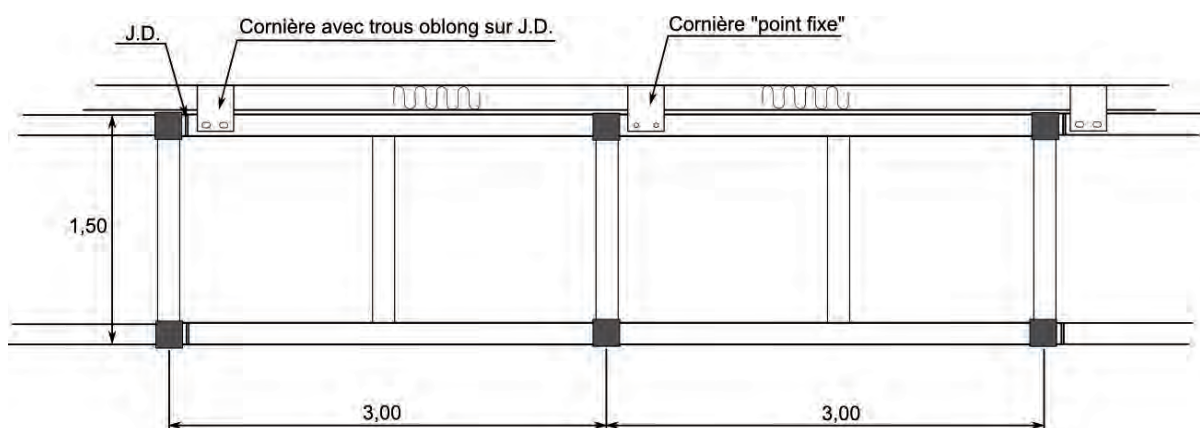
On vérifie bien :

$$f_{ELS} < \frac{L}{200} = \frac{2 \times 1400}{200} = 14 \text{ mm}$$

$$f_Q < \frac{L}{300} = \frac{2 \times 1400}{300} = 9,3 \text{ mm}$$

6.7.4. • Coursive autoportante

Le calcul concerne une coursive autoportante de 1,50 m de portée. On ne regarde qu'une « tranche » courante entre deux joints de dilatation (J.D.). Le calcul structural se concentre sur la fixation au bâtiment support.



▲ Figure G.5 : Ossature de la coursive

6.7.4.1. • Sollicitations

Situation ELU n°1 – 1,35 G + 1,50 Q

$$q_{Ed} = 1,35 \times 1,20 + 1,50 \times 3,50 = 6,87 \frac{kN}{m^2}$$

On tient compte de la charge conventionnelle comme effort normal / tranchant horizontal dans la fixation sur le bâtiment support :

- Pour l'effort normal :

$$1,50 \times \frac{3,50}{10} \times 3,00 \times 1,50 = \pm 2,4 kN$$

- Pour l'effort tranchant horizontal :

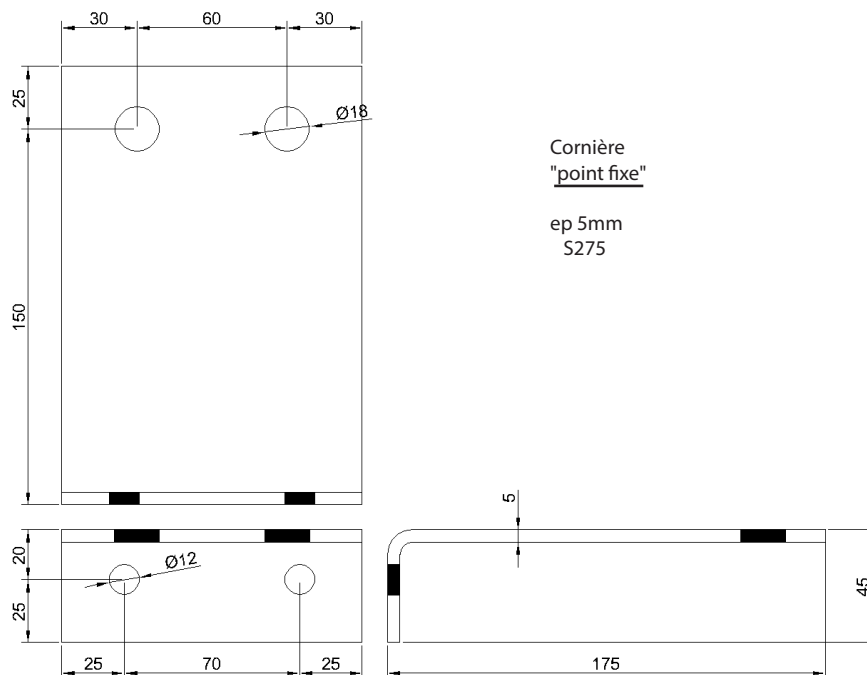
$$1,50 \times \frac{3,50}{10} \times 6,00 \times 1,50 = \pm 4,7 kN$$

On considère que l'effort tranchant horizontal se répartit équitablement entre le contreventement vertical et la fixation « bridée » :

$$\frac{4,7}{2} = \pm 2,4 kN$$

6.7.4.2. • Résistance de l'assemblage

La fixation consiste en une cornière en tôle pliée de 5 mm d'épaisseur, en acier S275 ($f_y = 275 MPa$ et $f_u = 390 MPa$).



▲ Figure G.6 : Cornière de fixation

Résistance vis-à-vis de $+N_{Ed}$ (arrachement)

En traction, la cornière se comporte de façon analogue à un débord de platine. On note seulement une simplification pour le calcul de I_{eff}

et une définition de m différente pour prendre en compte les excentricités (voir §6.2.6.6 de la NF EN 1993-1-8).

$$l_{eff} = 0,50 \times 120 = 60 \text{ mm}$$

La vérification permettant de savoir si des effets de levier peuvent apparaître n'est pas applicable aux chevilles. Par sécurité, on vérifie l'assemblage avec et sans effet de levier, puis on retient la valeur minimale :

$$M_{pl,1Rd} = M_{pl,2Rd} = \frac{l_{eff} t_f^2 f_y}{4\gamma_{M0}} = \frac{60 \times 5^2 \times 275}{4 \times 1,00} = 103125 \text{ N.mm}$$

- Avec effet de levier

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 103125}{20} \cdot 10^{-3} = 20,6 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 103125 + 25 \times 10000}{20+25} \cdot 10^{-3} = 10,1 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 5,0 = 10 \text{ kN}$$

- Sans effet de levier

$$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{2 \times 103125}{20} \cdot 10^{-3} = 10,3 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 5,0 = 10 \text{ kN}$$

La résistance de l'assemblage est pilotée par les chevilles :
 $F_{T,Rd} = 10 \text{ kN}$

On vérifie également la cornière du côté de la structure rapportée (cisaillement du boulon, pression diamétrale et résistance en section nette) :

- Cisaillement du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v A_s f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 157 \times 400}{1,25} = 30,1 \text{ kN}$$

Soit 60,2 kN pour les deux boulons.

- Pression diamétrale

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{30}{18} - 1,7; 1,4 \frac{60}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,5$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{3 \times 18}; 1,0 \right\} = 0,46$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 0,46 \times 390 \times 16 \times 5}{1,25} = 28,7 \text{ kN}$$

Soit 57,4 kN pour les deux boulons.

Les cornières à proximité du joint de dilatation sont munies de trous oblongs. Dans ce cas on réduit la résistance en pression diamétrale :
 $0,6 \times 57,4 = 34 \text{ kN}$

- Résistance en section nette

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times (120 - 2 \times 18) \times 5 \times 390}{\gamma_{M2}} = 118 \text{ kN}$$

Résistance vis-à-vis de $-N_{Ed}$ (compression)

On considère la cornière comme un poteau bi-articulé (sécuritaire) :

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i 93,9 \epsilon} = \frac{150}{\frac{5}{\sqrt{12}} \times 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}}} = 1,2$$

Soit, avec une courbe c ($\alpha = 0,49$) :

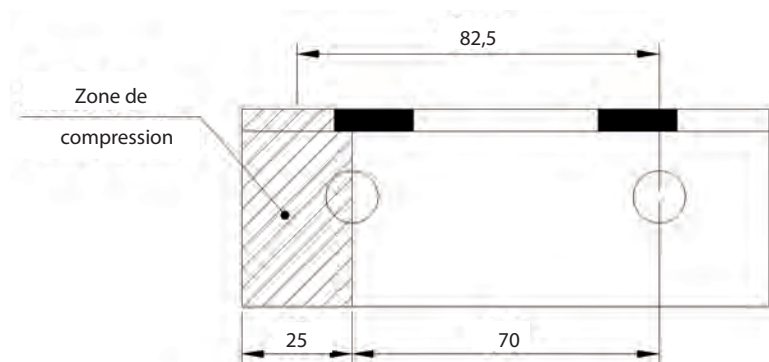
$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49 (1,2 - 0,2) + 1,2^2 \right] = 1,46$$

$$x = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,46 + \sqrt{1,46^2 - 1,2^2}} = 0,44$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,44 \times 5 \times 120 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-2} = 72,6 \text{ kN}$$

Résistance vis-à-vis de $\pm V_{Ed}$ (effort tranchant horizontal)

Cet effort provoque un moment de flexion significatif, vu le bras de levier de 150 mm. La résistance vis-à-vis de ce moment est calculée en considérant une cheville en traction et un centre de compression tel qu'indiqué sur la figure ci-dessous.



▲ Figure G.7 : Cornière en flexion – Bras de levier et zone de compression

L'effort de traction dans la cheville dû au couple d'excentricité vaut :

$$2,4 \times \frac{0,150}{0,0825} = 4,36 \text{ kN}$$

Cet effort de traction est accompagné de la moitié de l'effort tranchant (partage équitable entre les deux chevilles), d'où un effort total :

$$\sqrt{4,36^2 + \left(\frac{2,4}{2} \right)^2} = 4,52 \text{ kN}$$

On vérifie également la cornière du côté de la structure rapportée en pression diamétrale :

$$k_1 = \min \left\{ 2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\} = \min \left\{ 2,8 \frac{25}{18} - 1,7; 2,5 \right\} = 2,2$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{3 \times 18}; \frac{60}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; 1,0 \right\} = 0,56$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,2 \times 0,56 \times 390 \times 16 \times 5}{1,25} = 30,8 kN$$

PARTENAIRES du Programme « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 »

- Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie (ADEME) ;
- Association des industries de produits de construction (AIMCC) ;
- Agence qualité construction (AQC) ;
- Confédération de l'artisanat et des petites entreprises du bâtiment (CAPEB) ;
- Confédération des organismes indépendants de prévention, de contrôle et d'inspection (COPREC Construction) ;
- Centre scientifique et technique du bâtiment (CSTB) ;
- Électricité de France (EDF) ;
- Fédération des entreprises publiques locales (EPL) ;
- Fédération française du bâtiment (FFB) ;
- Fédération française des sociétés d'assurance (FFSA) ;
- Fédération des promoteurs immobiliers de France (FPI) ;
- Fédération des syndicats des métiers de la prestation intellectuelle du Conseil, de l'Ingénierie et du Numérique (Fédération CINOV) ;
- GDF SUEZ ;
- Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie ;
- Ministère de l'Égalité des Territoires et du Logement ;
- Plan Bâtiment Durable ;
- SYNTEC Ingénierie ;
- Union nationale des syndicats français d'architectes (UNSA) ;
- Union nationale des économistes de la construction (UNTEC) ;
- Union sociale pour l'habitat (USH).

Les productions du Programme « Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 » sont le fruit d'un travail collectif des différents acteurs de la filière bâtiment en France.



GUIDE

BALCONS ET COURSIVES
MÉTALLIQUES RAPPORTÉS
CONCEPTION ET MISE
EN ŒUVRE

MAI 2013

NEUF

Le guide « **Balcons et coursives métalliques rapportés – Conception et mise en œuvre** » vise à accompagner les professionnels de la construction et à leur donner les moyens pour répondre aux enjeux induits par la nouvelle réglementation thermique **RT 2012**. Le développement de l'isolation thermique par l'extérieur (ITE) dans la construction de bâtiments neufs va tendre à généraliser l'utilisation de structures métalliques rapportées, désolidarisées du bâtiment. Le guide vise les bâtiments (en acier ou en béton) construits en France métropolitaine.

Grace à leur conception, et notamment aux fixations ponctuelles sur le bâtiment support, ces structures rapportées permettent de réduire les déperditions thermiques par rapport à des constructions traditionnelles (liaison continue avec le support). L'utilisation de **rupteurs de ponts thermiques** au niveau des fixations peut aussi être envisagée. Ce dernier choix doit être justifié par une étude thermique réalisée en amont.

Les structures métalliques rapportées, facilement ajustables en hauteur, permettent aussi de respecter les exigences de la réglementation accessibilité pour ce qui concerne l'accès aux locaux par les balcons et les coursives.

Après une description des conceptions les plus courantes de balcons et coursives métalliques rapportés (en porte à faux, suspendus, en appui, autoportants), le guide donne les prescriptions minimales nécessaires dans la conception et la mise en œuvre de ces structures sur des bâtiments neufs conformément aux normes et règlements en vigueur (Thermique, Accessibilité, Sécurité incendie, Eurocodes, ...).



PROGRAMME D'ACCOMPAGNEMENT DES PROFESSIONNELS

« Règles de l'Art Grenelle Environnement 2012 »

Ce programme est une application du Grenelle Environnement. Il vise à revoir l'ensemble des règles de construction, afin de réaliser des économies d'énergie dans le bâtiment et de réduire les émissions de gaz à effet de serre.

www.reglesdelart-grenelle-environnement-2012.fr

