



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

SEPTEMBRE 2013

RENOVATION

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	7
2 - Objet du guide	8
2.1. • Contenu du guide.....	8
2.2. • Domaine d'application du guide	9
3 - Terminologie, définitions	10
3.1. • Termes relatifs aux interventions sur ouvrage existant	10
3.2. • Structure porteuse	11
3.3. • Balcons métalliques rapportés	11
3.4. • Coursives métalliques rapportées.....	13
3.5. • Ponts thermiques.....	14
3.6. • Rupteurs de ponts thermiques	16
4 - Diagnostic et faisabilité	18
4.1. • Phases de diagnostic et de faisabilité.....	19
4.2. • Préprogramme	19
4.3. • Etat des lieux	20
4.4. • Diagnostic technique	20
4.5. • Etude de faisabilité	22
5 - Conception.....	24
5.1. • Prescriptions générales	24
5.2. • Chargement sur les balcons et les coursives	33
5.3. • Dimensionnement structural	46
5.4. • Evaluation et qualification des rupteurs thermiques.....	54
5.5. • Sécurité incendie.....	59
5.6. • Etanchéité à l'eau	65
5.7. • Accessibilité	69
5.8. • Isolation acoustique.....	70
5.9. • Durabilité / Entretien.....	72
6 - Mise en œuvre	73
6.1. • Interface entre les intervenants.....	73
6.2. • Prescriptions générales – Documentation	74
6.3. • Support et fixation	75
6.4. • Mise en œuvre de l'élément rapporté	77
6.5. • Enveloppe du bâtiment	80
6.6. • Caractéristiques et tolérances de l'ouvrage fini	81

7 - Annexes.....	82
7.1. • Annexe A : Documents de références	82
7.2. • Annexe B : Eléments normatifs pour le dimensionnement structural.....	86
7.3. • Annexe C : Valeurs réglementaires pour le calcul des charges sismiques	99
7.4. • Annexe D : Exigences réglementaires en matière de performance au feu.....	102
7.5. • Annexe E : Méthode des flammes extérieures.....	107
7.6. • Annexe F : Exemple de calcul thermique	111
7.7. • Annexe G : Exemple de calcul structural.....	112

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.

La rénovation thermique et énergétique du parc des bâtiments existants constitue une priorité du Grenelle avec comme objectif la réduction des consommations d'énergie d'au moins 38% d'ici à 2020.

Les opérations de réhabilitation nécessitent souvent que l'on repense la logique des circulations initiales dans la construction pour en améliorer sa fonctionnalité. Une nouvelle utilisation du bâtiment réhabilité peut également conduire à respecter des nouvelles exigences de performance et/ou de sécurité et à la nécessité d'ajouter des structures rapportées – métalliques – en façade telles que des escaliers, des balcons et des 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 objectifs fixés dans le Grenelle de l'environnement et aux exigences des réglementations thermiques pour les bâtiments existants, notamment par la mise en œuvre 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 rapporté, 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 existants, 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 existants 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 à mobilité réduite, 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. • Termes relatifs aux interventions sur ouvrage existant

Rénovation

Remise à neuf d'un ouvrage dans un état analogue à l'état d'origine en maintenant la fonction antérieure de l'ouvrage.

Restauration

Remise en état, à l'identique, d'un ouvrage présentant un intérêt architectural ou historique marqué.

Réhabilitation

Amélioration générale ou mise en conformité avec les normes en vigueur (thermique, électrique, accessibilité, etc.) d'un ouvrage.

Restructuration

Réhabilitation comportant une modification des superstructures ou des infrastructures de l'ouvrage.

Transformation

Réhabilitation comportant un changement de destination ou de mode de fonctionnement de l'ouvrage.

Déconstruction

Démolition partielle ou totale de l'ouvrage.

Reconstruction

Construction d'un bâtiment similaire après que celui d'origine ait été détruit (partiellement ou totalement).

Le présent guide utilise exclusivement le terme « Réhabilitation » bien que les interventions sur le bâtiment peuvent entrer dans le champ de la rénovation, de la transformation, etc.

3.2. • Structure porteuse

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

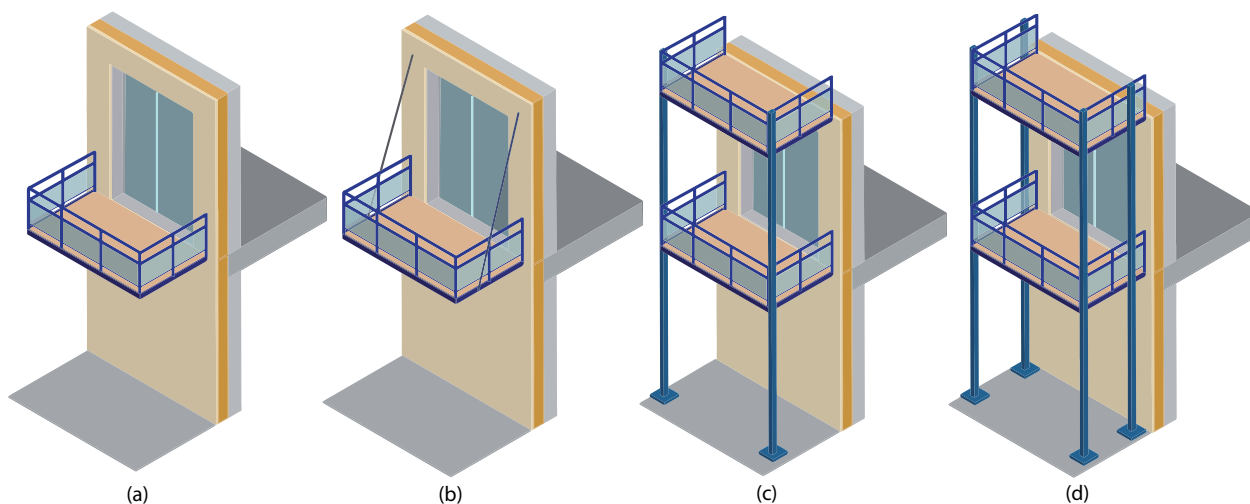
- Support ou « bâtiment support » :
Il s'agit d'éléments de la structure du bâtiment. On distingue la mise en œuvre sur une structure en béton armé (en général, la fixation est réalisée en nez de dalle pleine) de la mise en œuvre sur charpente métallique.
La liaison entre le support et la structure rapportée 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).

3.3. • 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.

3.3.1. • 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.

En raison de la reprise d'efforts potentiellement importants, ce type de conception nécessite une attention particulière lors du diagnostic du support. Si possible, d'autres conceptions sont à privilégier.

3.3.2. • 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.

3.3.3. • 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.

Cette conception induit peu d'efforts à reprendre par la structure du bâtiment. Elle est donc à privilégier dans le cadre de la rénovation de bâtiments existants.

3.3.4. • 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

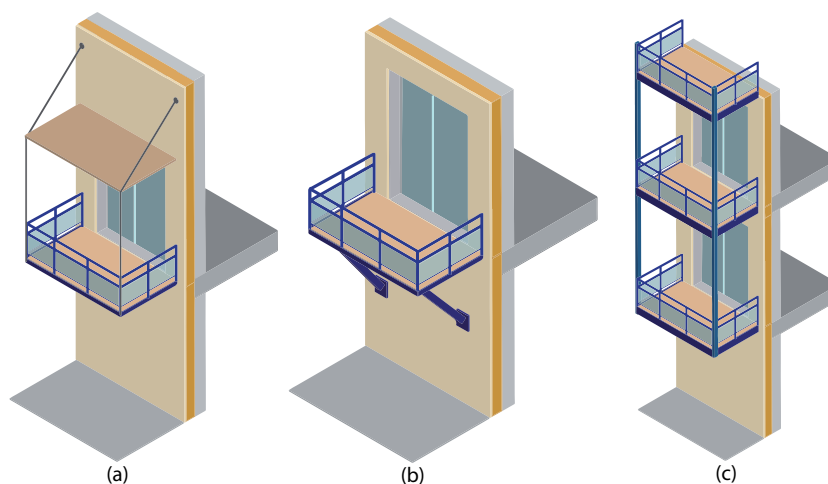


est caractérisée par des efforts très réduits aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

Cette conception induit peu d'efforts à reprendre par la structure du bâtiment. Elle est donc à privilégier dans le cadre de la rénovation de bâtiments existants.

3.3.5. • 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 suspenste 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). Il convient d'apporter une attention particulière au diagnostic, notamment pour cette dernière conception.



▲ Figure 2 – Conceptions alternatives.

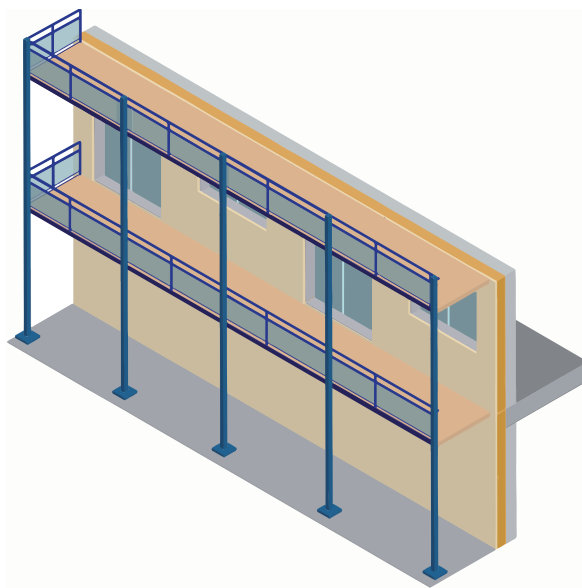
Bien que non directement décrites dans le présent guide, ces conceptions alternatives peuvent en suivre les recommandations moyennant des adaptations mineures.

3.4. • 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 (sous réserve qu'un diagnostic démontre la faisabilité technique) ;
- coursives en appui ;
- coursives autoportantes.



▲ Figure 3 – Coursives en appui sur poteaux.

3.5. • Ponts thermiques

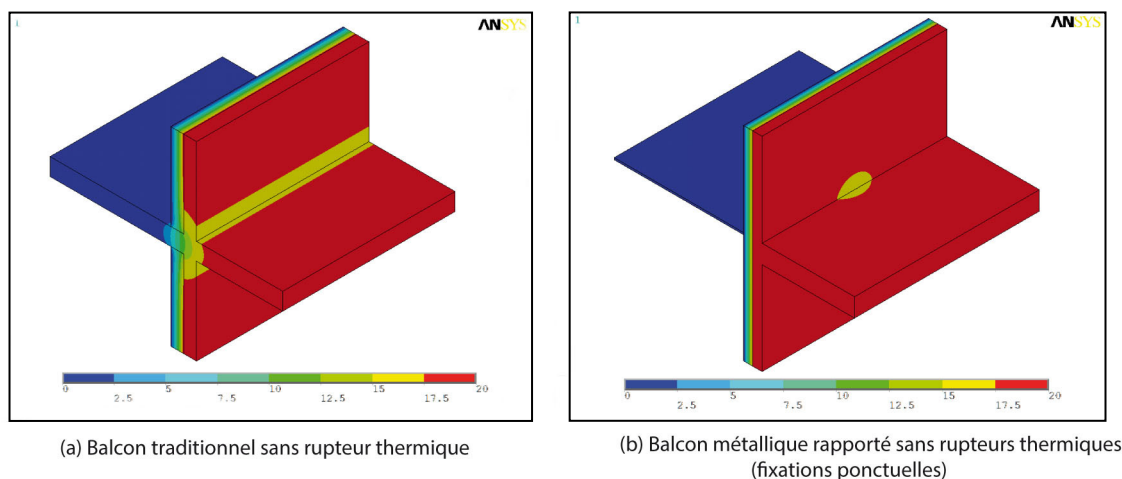
Les ponts thermiques sont des lieux de fuites de chaleur vers l'extérieur ce qui dégrade les performances thermiques du bâtiment. Il s'agit d'une partie de l'enveloppe du bâtiment où la résistance thermique, par ailleurs considérée uniforme, est modifiée de façon sensible par une absence, une discontinuité 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.



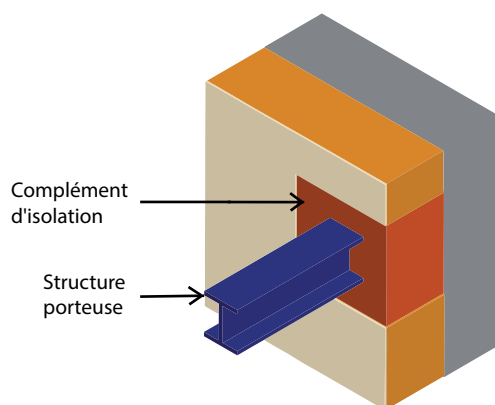
▲ Figure 4 – Simulations numériques des déperditions thermiques au niveau d'un balcon (isolation thermique par l'extérieur).

Le tableau suivant donne des valeurs de pont thermique ponctuel pour des fixations usuelles en acier d'un balcon/course 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) ; $\lambda = 0.035$ à 0.045 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 extérieure (mm) ; $\lambda = 0.035$ à 0.045 W/(m.K)	Pont thermique (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].

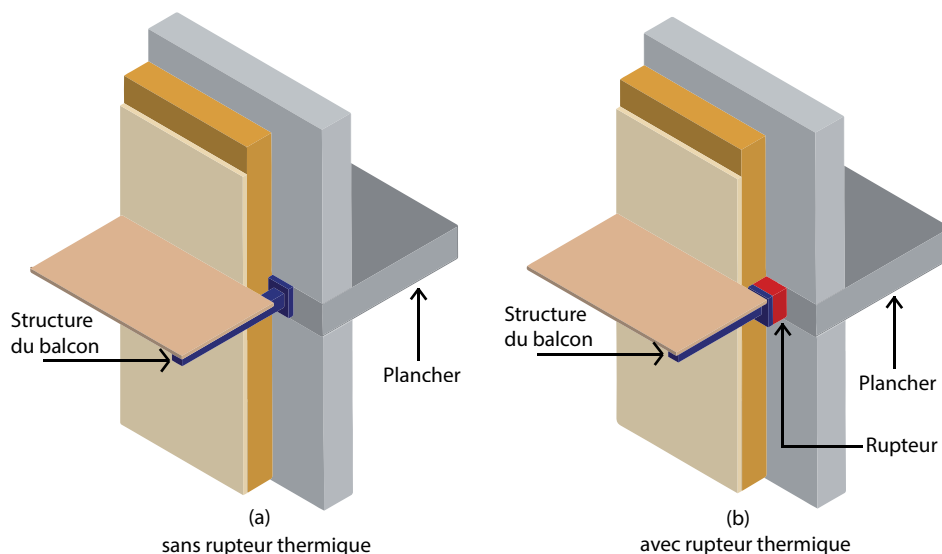
3.6. • Rupteurs de ponts thermiques

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. 5.4).



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.



4

Diagnostic et faisabilité

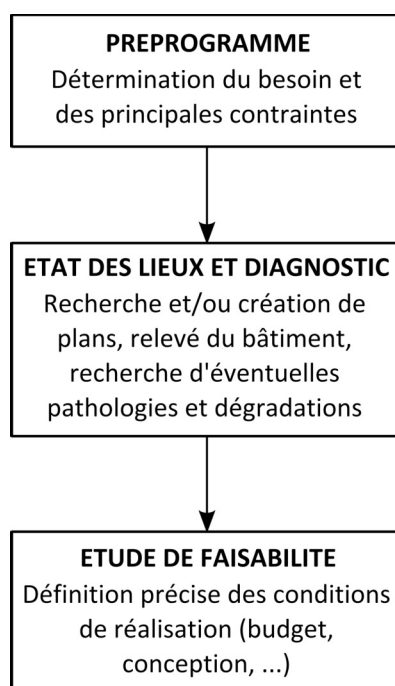


A l'interface entre la structure métallique rapportée et le bâtiment support, de nouvelles charges seront transmises par cette nouvelle structure vers le support (charges permanentes, d'exploitation, de vent, ...). L'ajout de nouvelles sollicitations, associé à la modification locale du support (mise en place du système de fixation), est de nature à réduire la capacité du bâtiment support à résister à ses propres charges.

La conception de la structure rapportée doit donc tenir compte de la capacité du bâtiment support à reprendre ces charges nouvelles. Plus la « réserve de résistance » du support est limitée, plus le choix de la conception de la structure rapportée doit être orienté vers les systèmes réduisant le report de charge (structure en appui ou autoportante).

Le diagnostic de l'existant peut préconiser des travaux locaux ou globaux de réfection. Ces travaux, par leur nature et leur ampleur, peuvent orienter la conception de l'assemblage entre les structures support et rapportée.

4.1. • Phases de diagnostic et de faisabilité



▲ Figure 7 – Schéma général des phases amont d'une opération de réhabilitation.

Ce schéma est classique pour une opération d'une certaine importance, par exemple la réhabilitation d'un bâtiment d'habitation collective incluant l'ajout de balcons en façade. Il débouche sur la rédaction des pièces écrites du marché de travaux. Si l'étude de faisabilité conclut à des conditions de réalisation inacceptables, le projet peut être profondément modifié par rapport au préprogramme, voire abandonné.

Dans le cadre d'une opération plus modeste, où souvent un maître d'ouvrage dialogue directement avec un entrepreneur, ce découpage peut être moins formalisé. Le préprogramme correspond alors simplement à la demande du maître d'ouvrage, qui peut être accompagné d'un état des lieux plus ou moins complet. Dans ce cas, le diagnostic et l'étude de faisabilité sont des étapes incluses dans le travail que l'entrepreneur doit réaliser pour proposer une solution.

Bien souvent dans ce dernier cas, les moyens dont dispose l'entrepreneur pour réaliser ce travail d'analyse préalable le conduisent à réduire les aléas en proposant une conception induisant peu de sollicitations et de modifications sur l'existant (structure autoportante).

4.2. • Préprogramme

En phase amont des études de diagnostic et de faisabilité, il est nécessaire d'établir un préprogramme donnant les objectifs généraux portant essentiellement sur le type d'opération envisagé sur le bâtiment existant et sur le mode de réalisation des travaux en site occupé ou non. Cette étape est de la responsabilité du maître d'ouvrage,



éventuellement assisté de son maître d'œuvre pour les opérations de grande envergure.

Le préprogramme doit aussi inclure les principales contraintes d'intégration environnementale et urbaine (issues généralement du Plan Local d'Urbanisme), ainsi que les obligations juridiques correspondantes. Le cas échéant, il doit être défini en concertation avec les futurs utilisateurs du bâtiment ou leurs représentants pour éviter toute remise en cause lors des étapes de conception ou de réalisation. La concertation doit aussi inclure les avoisinants, afin de coordonner les contraintes de réalisation et de future utilisation.

4.3. • Etat des lieux

L'état des lieux est une étape indispensable pour le bon déroulement d'une opération de réhabilitation. Il doit être réalisé par le maître d'œuvre à partir de documents fournis, en général, par le maître d'ouvrage ou par l'organisme chargé des études de diagnostic. Les documents nécessaires sont les suivants :

- plan de situation et plan de masse ;
- plans des voiries et réseaux extérieurs (eau, gaz, électricité...) ;
- sondages et contraintes diverses sur les éléments de façades ;
- plans des éléments de façades, planchers, ossatures, incluant coupes, compositions et dispositions constructives ;
- plans des structures et fondations, liaisons, ferraillements et assemblages ;
- éléments de façades et second œuvre, marques, références, repérage des équipements ;
- ouvrages parasites, amiante, plomb... ;
- rapport des bureaux de contrôle du bâtiment existant.

En l'absence de plans originaux et du cahier des charges de la construction, il est nécessaire de réaliser de nouveaux plans à partir de relevés effectués in situ avec examen des matériaux. Un tel relevé est à réaliser pour confirmer et/ou compléter des plans existants.

4.4. • Diagnostic technique

Le diagnostic technique fait l'objet d'une prestation spécifique. Il est obligatoire pour les marchés publics (Loi MOP¹), et vivement conseillé pour les autres marchés, car il évite aux parties les surprises désagréables que peut révéler une réhabilitation mal préparée.

.....

■ 1 Loi MOP ou loi n° 85-704 du 12 juillet 1985 est la loi française qui met en place, pour les marchés publics, la relation entre maîtrise d'ouvrage et maîtrise d'œuvre.

Le diagnostic technique est un outil d'aide à la décision qui permet au maître d'ouvrage d'apprécier les faisabilités technique et économique d'une opération de réhabilitation, et le cas échéant, d'envisager une autre alternative (exemple : choix d'une conception de balcon rapporté autoportant au lieu d'une autre).

Il s'agit d'évaluer la capacité de l'existant à supporter les modifications envisagées, en particulier les reports de charges nouvelles. Le diagnostic doit fournir :

- une levée cartographique exhaustive des surfaces considérées ;
- les causes d'éventuels désordres, par des méthodes d'auscultation le plus possible non destructives ;

Le diagnostic s'effectue à partir de visites sur le site et avec le support des documents de l'état des lieux. Il se concentre principalement sur la ou les zones directement ou indirectement concernées par les modifications. Dans le cadre du présent guide, il s'agit principalement des zones de liaison avec l'élément rapporté, et des éléments servant à la descente des nouvelles charges.

Pour des opérations d'une certaine importance, le diagnostic technique peut associer plusieurs corps de métiers, choisis par le maître d'œuvre, en fonction des problèmes rencontrés. Des analyses non destructives et des relevés d'échantillons (carottage) suivies d'analyses en laboratoire peuvent être effectués lorsque des informations précises sur les matériaux sont recherchées.



Le diagnostic étant généralement basé sur des sondages et non sur la totalité de la structure, l'entrepreneur doit dans tous les cas vérifier la cohérence de la situation rencontrée avec les constatations du diagnostic. En particulier il convient de vérifier l'absence de pathologies de nature à remettre en cause la pérennité de l'ouvrage et/ou nécessitant une intervention particulière.

4.4.1. • Support béton

La résistance des structures en béton armé est très dépendante du ferrailage et de la qualité du béton réellement mis en œuvre. Lorsque des sollicitations significatives sont introduites par l'élément rapporté, le béton doit être analysé de façon à déterminer ses caractéristiques, en particulier sa résistance à la compression.

Les désordres observés sur les supports en béton peuvent correspondre à des fissures, des épaufrures et des zones d'éclatement accompagnées de la mise à nu des fers. Ces désordres affectent l'apparence et la durabilité de la construction mais également la sécurité des habitants.

Si nécessaire, des investigations sur site peuvent permettre de détecter les armatures et d'en mesurer l'enrobage par pachométrie ou



ferroscan, en comparaison avec les plans de ferrailage de l'ouvrage s'ils sont disponibles. Elles permettent également de mesurer la corrosion des armatures du béton par la méthode du potentiel d'électrode pour ce qui concerne les zones de fixation des éléments rapportés ou encore la dureté superficielle du béton (scléromètre).

Pour des opérations de réhabilitation de plus grande envergure, où l'ajout d'éléments rapportés en façade n'est généralement qu'une partie des travaux envisagés, des analyses de laboratoires peuvent également être jugées nécessaires par le maître d'œuvre.

L'analyse en laboratoire permet d'obtenir la profondeur de carbonatation du béton, sa composition (dosage en ciment), sa porosité, la présence d'agents agressifs (sulfates, chlorures). Le développement de la carbonatation et la pénétration d'agents agressifs sont directement favorisés par les qualités intrinsèques des matériaux et particulièrement par leur compacité (la porosité favorisant la pénétration d'éléments exogènes).

Les réparations consistent en un traitement curatif des zones dégradées, et éventuellement un traitement préventif des zones dans lesquelles aucun désordre n'est observé.

4.4.2. • Support acier

Une investigation sur site doit permettre de déceler toute trace de désordre telle que des plastifications, fissures ou zones corrodées. La présence de ces pathologies ne permet pas l'ajout d'un élément rapporté sans un minimum de précautions et, bien souvent, il s'agira de mettre en œuvre un renforcement de la zone affectée, éventuellement après un traitement curatif.

Si nécessaire, l'acier du bâtiment support peut être analysé sur échantillon, de manière à le caractériser en termes de nuance (résistance mécanique), de qualité (ténacité), de ductilité, de soudabilité, etc. afin de vérifier sa conformité avec les hypothèses de calculs et la conception envisagée.

4.5. • Etude de faisabilité

Le but d'une étude de faisabilité est de fournir une base pour décider si un projet est réalisable ou non et dans quelles conditions, en se basant sur les résultats de l'état des lieux et du diagnostic technique. Outre les aspects économiques, les principaux thèmes qui seront étudiés sont les aspects réglementaires, les caractéristiques du bâtiment existant, la conception générale de l'élément rapporté.

Les principaux objectifs de l'étude de faisabilité sont :

- l'établissement des orientations du programme, des principes de solutions, des schémas fonctionnels et techniques de remise à niveau et de réfection ;

- l'évaluation des coûts des travaux à réaliser ;
- l'évaluation des délais de réalisation de l'ensemble de l'opération.

L'étude de faisabilité renseigne sur l'état général du bâtiment (gros œuvre, éventuelles pathologies, etc.). Elle permet de définir si les ouvrages peuvent être conservés en l'état, s'ils nécessitent des réfections ou remises à niveau, ou s'ils nécessitent une restructuration profonde, complète ou un remplacement. Elle identifie également les modifications ou restaurations imposées par les réglementations et normes en vigueur.

Le bâtiment existant doit pouvoir être caractérisé en termes de résistance structurelle, d'isolation thermique, de sécurité incendie, de perméabilité à l'air, d'étanchéité à l'eau, etc. L'analyse de l'influence de l'élément rapporté sur ces performances doit orienter le concepteur dans le choix de la structure rapportée la plus adéquate.



Une mauvaise ou insuffisante étude de faisabilité peut mener à un cahier des charges mal adapté, impliquant bien souvent des difficultés de réalisation ou de mauvaises solutions de réhabilitation.

Pour une opération liant seulement un maître d'ouvrage et un entrepreneur, il n'y a pas d'étude de faisabilité formalisée. L'entrepreneur propose simplement la solution qui lui paraît répondre au mieux aux besoins formulés par son client et aux contraintes techniques identifiées sur le bâtiment support.



Conception

5



Cette partie donne les clefs nécessaires à la conception d'un balcon ou d'une coursive rapporté sur un bâtiment existant. 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.

5.1. • Prescriptions générales

5.1.1. • 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.

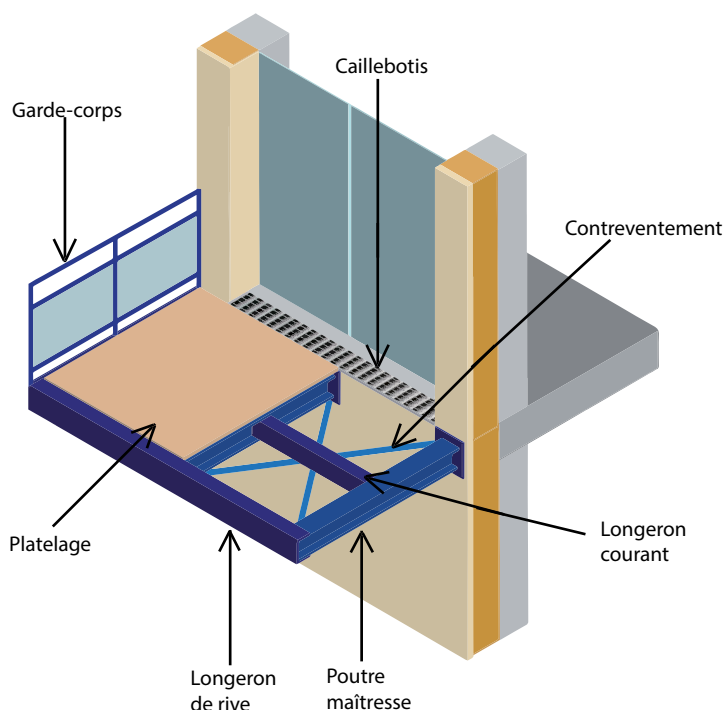
Note

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.

5.1.2. • 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 8 – 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 3.3 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.

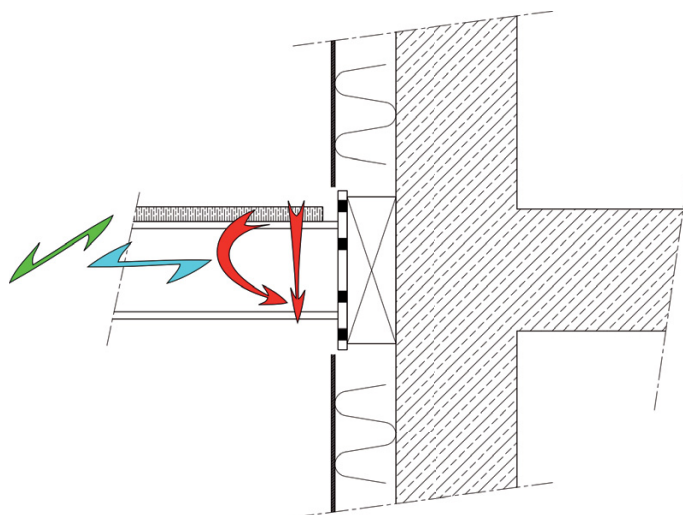
5.1.2.1. • Structures en porte à faux

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.



Cette conception est limitée aux situations permettant la mise en place de fixations efficaces (ce qui suppose de disposer d'un support avec une réserve de résistance démontrée par le diagnostic, ou d'un support renforcé ou reconstitué), et à des structures rapportées de faibles portées.

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.



▲ Figure 9 – Exemple d'un encastrement d'une structure en porte à faux.

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. 5.3.4) pour une détermination correcte de la flèche.

5.1.2.2. • Structures suspendues

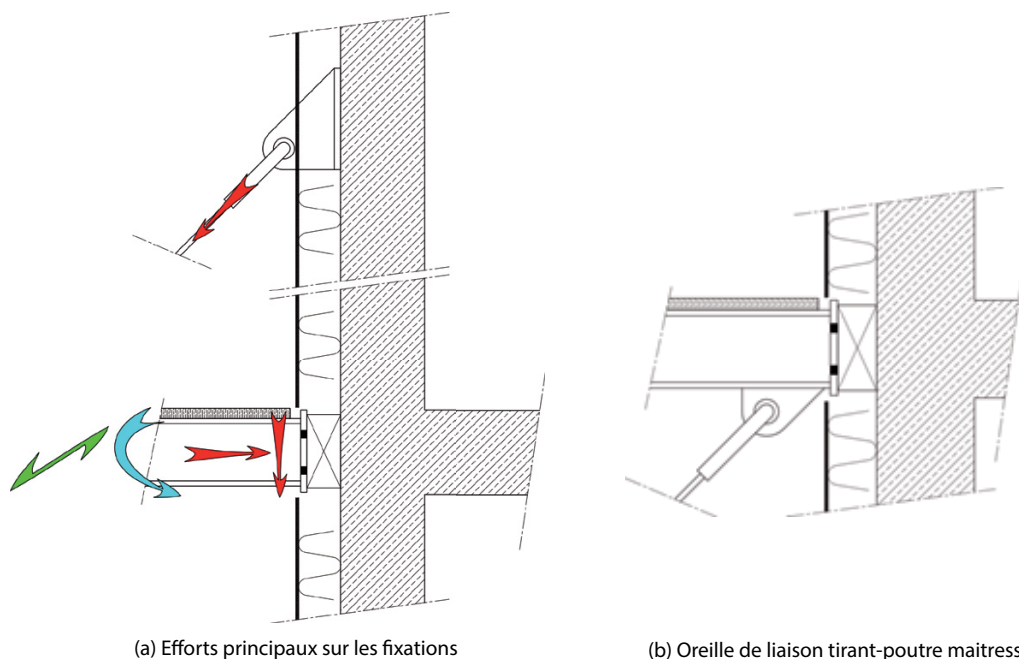
De même que pour la conception en porte à faux, la totalité des charges sur la structure rapportée doit être reprise par le bâtiment support. Le moment de flexion du porte-à-faux est décomposé en un effort de compression dans la poutre maîtresse et un effort de traction dans le câble (tirant). Au niveau 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 que pour les structures en porte à faux mais s'inscrivent également dans le cadre d'une analyse détaillée de la capacité de résistance du support. Le point d'ancrage du tirant



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

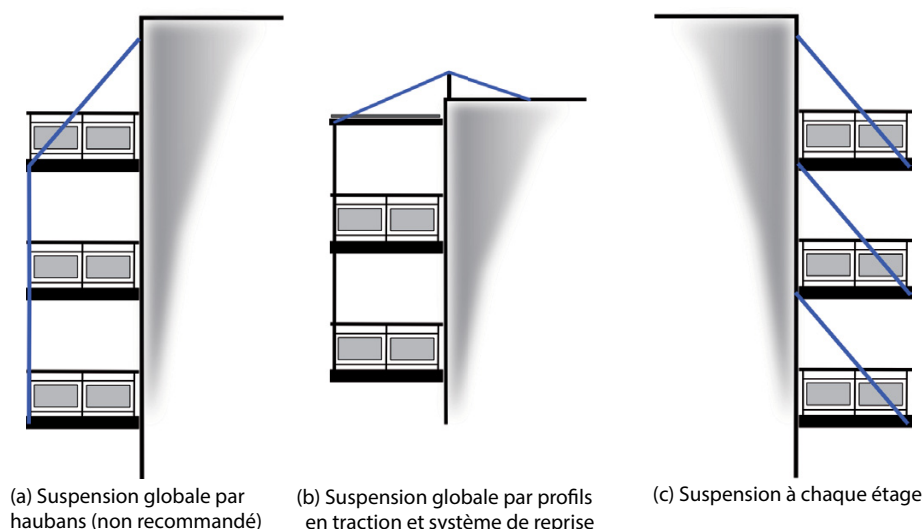
Il est possible de coupler les fixations d'une poutre avec le câble pour le balcon inférieur par le biais d'une oreille soudée ou boulonnée. Dans ce cas, la sommation des efforts tranchants verticaux dans un seul point d'attache implique un renforcement du système de fixation et de la conception locale 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 10 – Exemples de fixation d'un élément suspendu.



La suspension globale des éléments rapportés par haubannage 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 11 – Schémas de suspension.

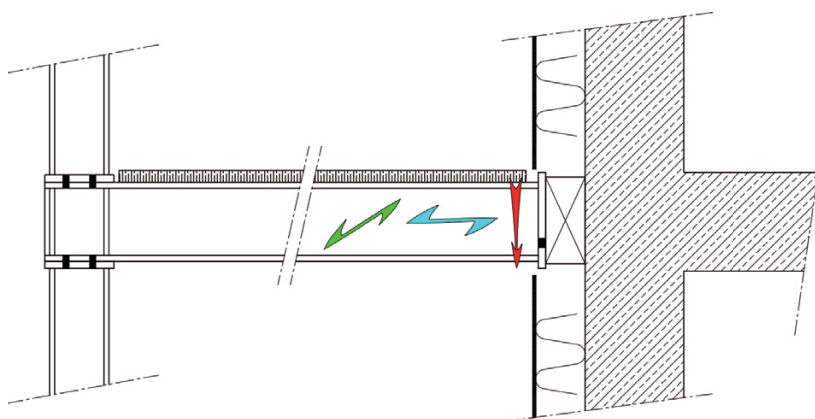
L'assemblage de la poutre sur le bâtiment support peut être de type articulé, mais seulement s'il est démontré que les charges permanentes compensent, avec une marge de sécurité, l'effet de soulèvement du vent (afin d'éviter que le balcon ne soit soulevé puis retombe selon la force du vent, avec le risque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

Lorsque l'assemblage est de type encastré, il est nécessaire d'évaluer sa rigidité effective (cf. 5.3.4) pour pouvoir calculer correctement la répartition des sollicitations (système hyperstatique) et les déformations.

5.1.2.3. • 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 la reprise de charges importantes (plusieurs étages), 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 12 – Exemple de fixation d'un élément en appui.

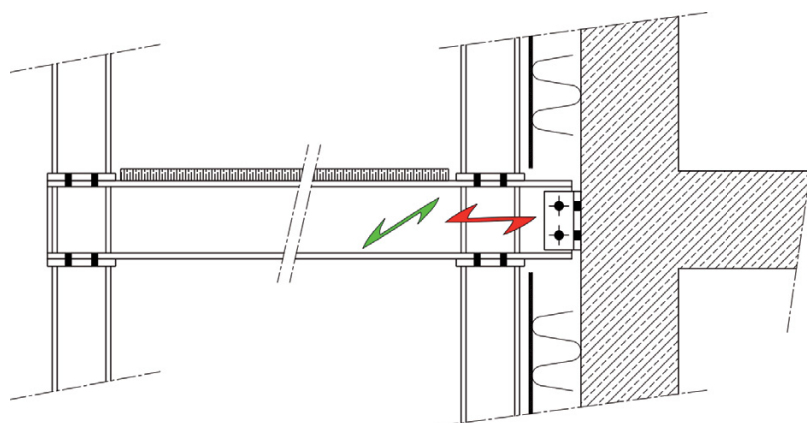


L'utilisation d'organes de fixation articulés (rupteur thermique ou autre) est également plus aisée (le système structural est moins complexe) et souvent plus économique. Les efforts horizontaux peuvent être réduits en présence d'un contreventement vertical (cf. 5.1.4).

5.1.2.4. • 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. Il s'agit de la conception permettant de réduire au maximum l'intervention sur l'existant, et donc la conception à privilégier, surtout dans le cadre d'une rénovation « légère ».

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. Ils évitent ainsi le basculement de la structure rapportée et servent de maintien pour les poteaux vis-à-vis du flambement.



▲ Figure 13 – 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.

5.1.3. • 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.

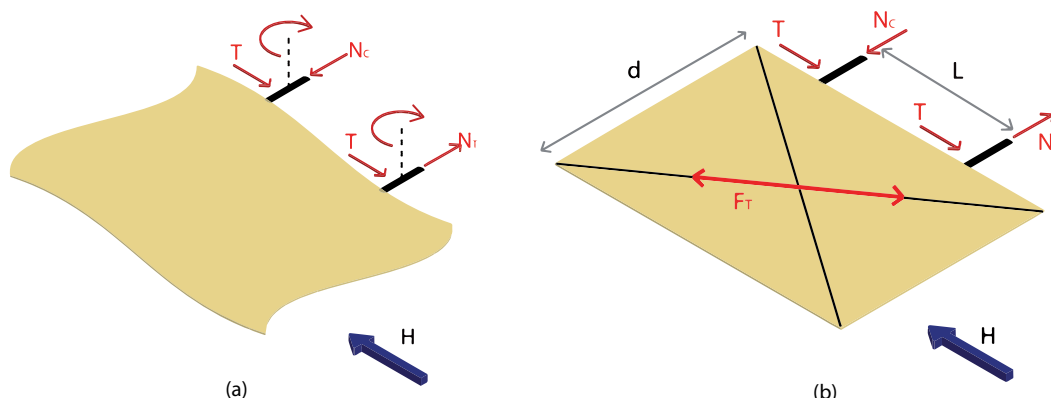
Ces ajustements doivent tenir compte de l'état et de la géométrie du support.

Il est également possible de prévoir un ouvrage d'interposition entre la structure rapportée et le bâtiment existant, ce qui revient à reconstituer un nouveau support. Dans ce cas, il est possible de se reporter au document de la même collection « Balcons et Coursives métalliques rapportés – Conception et mise en œuvre – Neuf » en complément du présent ouvrage.

5.1.4. • 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 14 – Comportement transversal : (a) sans contreventement (b) avec contreventement.

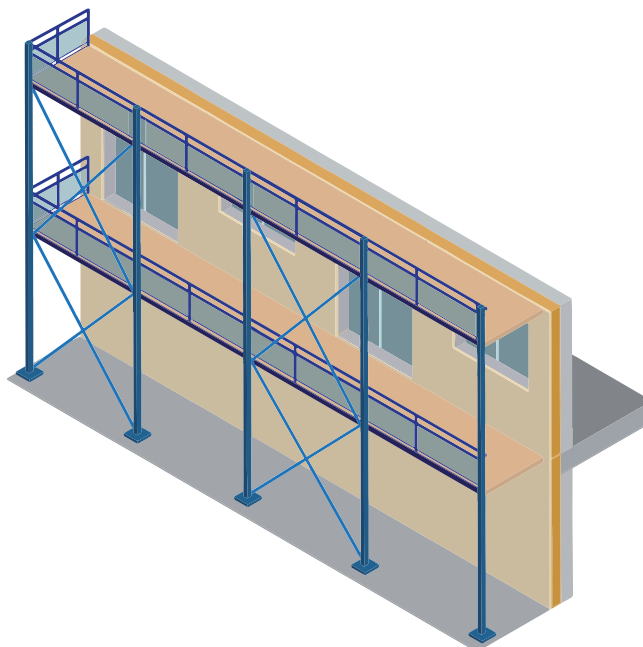
Le platelage lui-même peut raidir l'élément rapporté s'il présente une raideur et une résistance suffisantes vis-à-vis du cisaillement dans son plan (fonctionnement en diaphragme) et s'il est correctement fixé à l'ossature de l'élément rapporté.

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 15 – Contreventement vertical d'une coursive métallique.

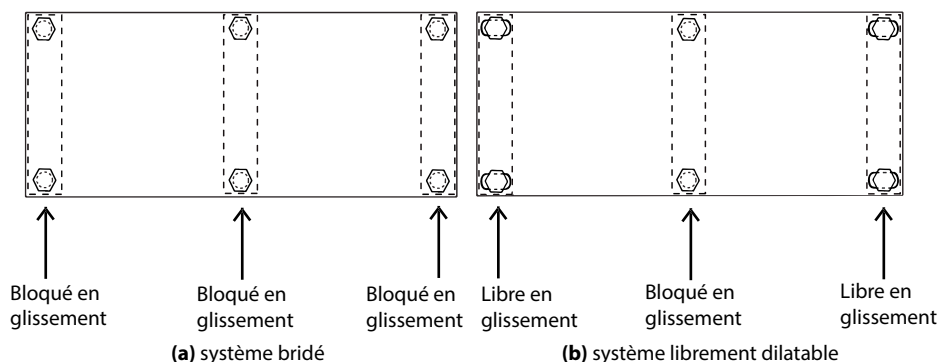
5.1.5. • Dilatation

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 16 – 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.

5.2. • Chargement sur les balcons et les coursives

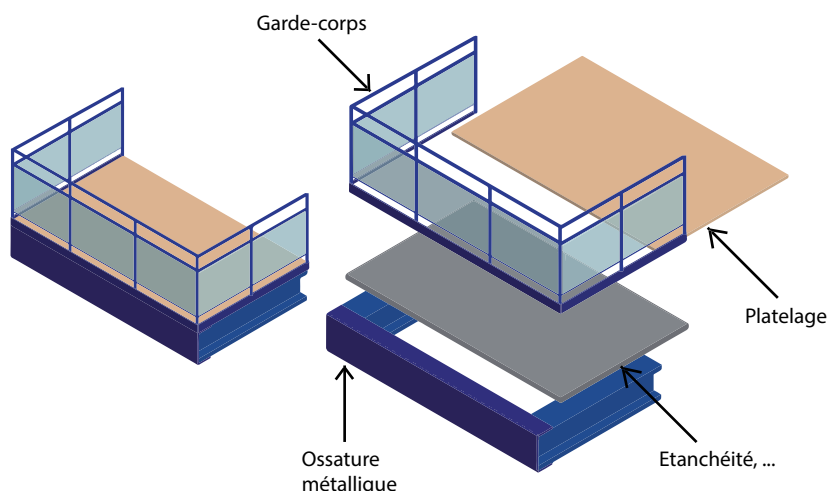
Cette partie présente les charges à considérer pour le dimensionnement d'un balcon ou d'une coursive, suivant le référentiel Eurocodes en vigueur. Le cahier des charges peut spécifier des valeurs plus sévères que celles présentées par la suite.



5.2.1. • 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 ;
- éventuellement, un complexe d'étanchéité et/ou des réseaux.



▲ Figure 17 – Composants d'un balcon métallique.

5.2.2. • 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.

5.2.3. • Neige (S)

Les effets de la neige sur les constructions sont définis 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 :

$$Q \geq 2,8 s_k$$

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

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.

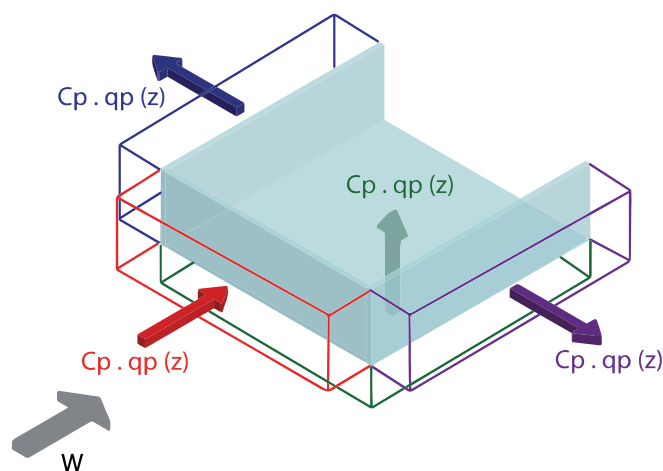


5.2.4. • Vent (W)

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 CECM¹. L'effet du vent sur un balcon peut donc être pris comme suit :



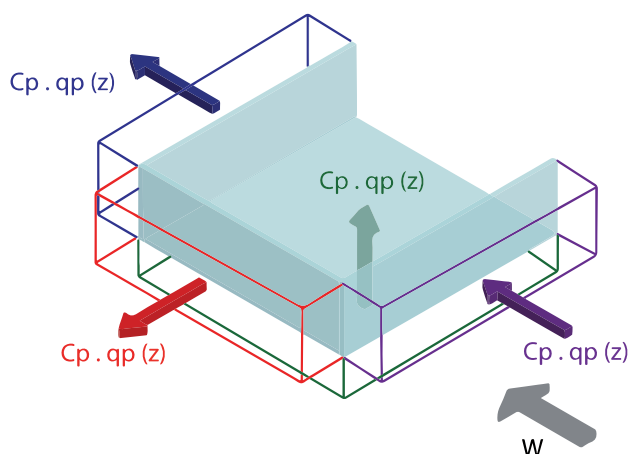
▲ Figure 18 – Pression de vent sur les balcons – Vent de face.

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

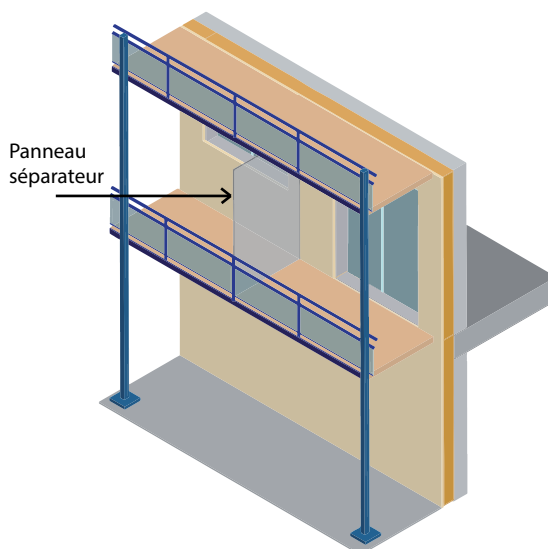
L'effet du vent sur les garde-corps n'est généralement pas pris en compte dans le calcul de ces derniers. Ceux-ci sont déjà dimensionnés pour une charge d'exploitation horizontale minimale en tête de 0,60 kN/m. Il convient en revanche de le considérer pour l'analyse globale de l'élément rapporté et de 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 19 – 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 20 – 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).

5.2.5. • 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 (T_1) et en hiver (T_2) :
 $T_1 = T_2 = +18^{\circ}\text{C}$;
 - 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 $+32^{\circ}\text{C}$ / -48°C .

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

- une différence de température de $+29^{\circ}\text{C}$ / -18°C entre les fibres supérieures et inférieures de l'ossature horizontale ;
- une différence de $\pm 15^{\circ}\text{C}$ 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 (cf. 5.1.5) du présent guide sur la conception vis-à-vis de la dilatation.

5.2.6. • Effets du séisme (E)

5.2.6.1. • Exigences réglementaires

La réglementation parasismique n'a pas d'effet rétroactif pour les bâtiments à risque normal. Pour les bâtiments existants faisant l'objet de travaux, les exigences parasismiques dépendent de la nature de ces derniers.

Pour déterminer ce que sont ces exigences, il convient de procéder en plusieurs étapes, décrites ci-dessous.

Etape 1 : Le bâtiment est-il concerné par la réglementation parasismique ?

Les seuls bâtiments existants concernés par la réglementation parasismique (cf. Arrêté du 22 octobre 2010 modifié) sont les suivants :

- 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.

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

(*) : Les cellules en jaune indiquent que le bâtiment est concerné par la réglementation parasismique

Note

La catégorie d'importance d'un bâtiment est déterminée en fonction de la situation après travaux ou changement de destination.

Etape 2 : Les travaux dépassent-ils le seuil de travaux lourds ?

Si les travaux envisagés dans un bâtiment existant concerné par la réglementation parasismique dépassent un ou plusieurs des seuils définissant les travaux lourds, le bâtiment dans son ensemble doit répondre aux exigences de résistance aux actions d'un séisme. Le niveau d'exigence est moins sévère que pour un bâtiment neuf, et le niveau d'accélération est réduit à 60% de celui du neuf.



Zone de sismicité	Catégorie d'import.	Seuil de travaux lourds		Règles de construction
Zone 2	IV	> 30 % de surface créée > 30% de plancher supprimé à un niveau		Eurocode 8-1 $a_{gr} = 0,42 \text{ m/s}^2$
Zone 3	II	> 30 % de surface créée > 30% de plancher supprimé à un niveau	Conditions PS-MI respectées	PS-MI Zone 2
		> 30 % de surface créée > 30% de plancher supprimé à un niveau	Conditions PS-MI non respectées	
	III	> 30 % de surface créée		
	IV	> 30% de plancher supprimé à un niveau		
Zone 4	II	> 30 % de surface créée	Conditions PS-MI respectées	PS-MI Zone 3
		> 30 % de surface créée > 30% de plancher supprimé à un niveau		
	III	> 20 % de surface créée		
	IV	> 30% de plancher supprimé à un niveau > 20 % de contreventements verticaux supprimés Ajout d'équipements lourds en toiture		
Zone 5	II	> 30 % de surface créée	Conditions CP-MI respectées	CP-MI
		> 20 % de surface créée > 30% de plancher supprimé à un niveau > 20 % de contreventements verticaux supprimés		
	III	> 20 % de surface créée		
	IV	> 30% de plancher supprimé à un niveau > 20 % de contreventements verticaux supprimés Ajout d'équipements lourds en toiture		

La dernière colonne du Tableau indique les règles de construction et le niveau d'aléa à considérer pour le dimensionnement du bâtiment complet, lorsque le seuil de travaux lourds est dépassé. Lorsque l'Eurocode 8-1 est applicable, l'accélération maximale de référence à considérer correspond à 60% de celle exigible pour un bâtiment neuf.

On peut considérer qu'un équipement ajouté en toiture est lourd lorsque sa masse représente plus de 5% de celle de la toiture.

Lorsque les conditions données en 5.2.6.2 sont respectées, il est possible d'utiliser la règle simplifiée donnée en 5.2.6.5 quelle que soit la règle de construction applicable (Eurocode 8-1 ou CP-MI).

Dans le cadre d'un projet de rénovation impliquant le dépassement d'un des seuils de travaux lourds, la résistance aux effets du séisme doit être démontrée pour le bâtiment dans son ensemble, incluant les éléments rapportés en façade. La méthode simplifiée proposée dans le présent guide (cf. 5.2.6.2) peut alors être appliquée pour les balcons et les coursives.

Il est important de noter que pour les critères de travaux lourds impliquant un calcul de surface, les aires des balcons et coursives extérieures rapportées en façade ne doivent pas être comptabilisées, car ceux-ci ne font pas partie du clos-couvert. Ainsi, un projet de rénovation de bâtiment ne portant que sur les façades et l'ajout de balcons et coursives n'entraîne pas a priori le dépassement du seuil de travaux lourds.



Etape 3 : Les travaux aggravent-ils la vulnérabilité sismique du bâtiment ?

Quand le seuil des travaux lourds n'est pas dépassé, les travaux sur le bâtiment doivent néanmoins respecter le principe de non aggravation sismique de la structure (cf. conditions générales de l'Article 3 dans l'Arrêté du 22 octobre 2010 modifié).

Un guide de l'AFPS donne la démarche à suivre pour analyser la conséquence des travaux effectués sur la vulnérabilité sismique du bâtiment ².

Pour un projet de travaux portant uniquement sur l'ajout de balcons ou coursives rapportés en façades respectant les conditions suivantes, on peut considérer qu'il n'y a pas aggravation de la vulnérabilité sismique du bâtiment et aucun renforcement de la structure n'est exigible :

- 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.

Il convient également d'analyser les conséquences éventuelles de la création ou de l'agrandissement important de baies en façade sur la résistance du bâtiment au séisme.

Note

Quand il y a aggravation de la vulnérabilité sismique du bâtiment, il est nécessaire de réaliser des travaux de renforcement visant à compenser cette aggravation, ce qui peut nécessiter le recours à un bureau d'étude spécialisé.

Pour un projet d'ajout de balcons ou coursives rapportés sur un bâtiment existant ne dépassant pas le seuil de travaux lourds et n'aggravant pas la vulnérabilité sismique du bâtiment, aucune exigence parasismique n'est exigible pour ces balcons et coursives. Le maître d'ouvrage peut cependant décider d'imposer une résistance parasismique pour ces balcons, pour maîtriser le risque associé. Dans ce cas, la méthode simplifiée proposée dans ce guide est applicable.

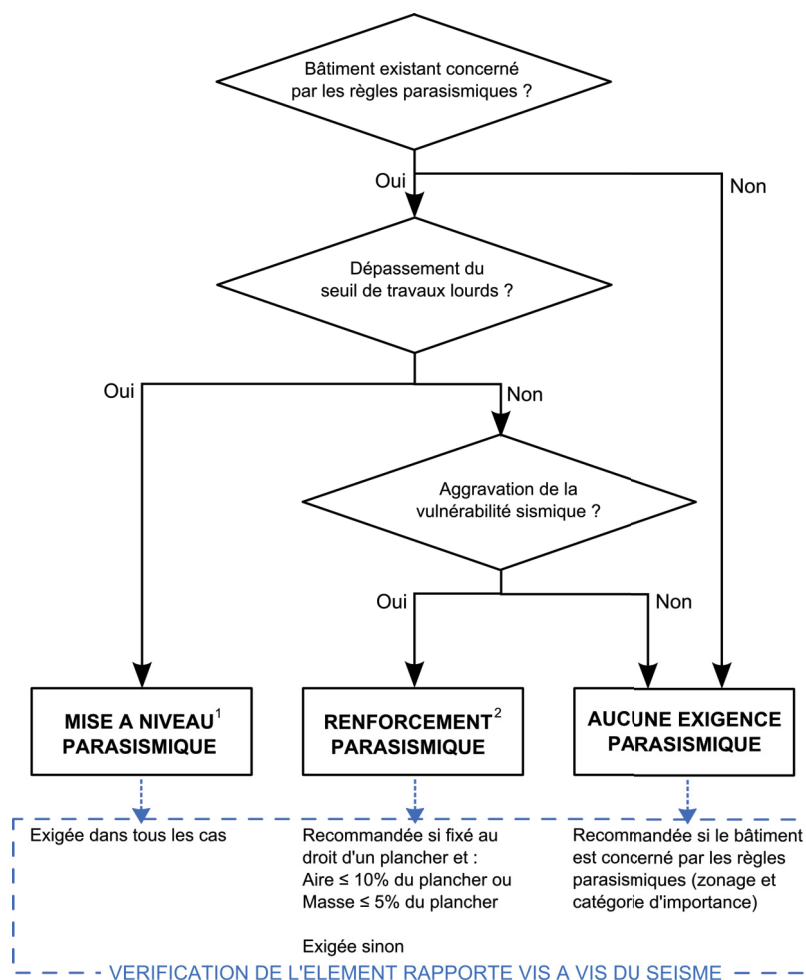
Note

Pour les bâtiments existants concernés par la réglementation parasismique, il reste souhaitable de toujours s'assurer de la résistance parasismique des balcons et coursives rajoutés, même quand la réglementation ne l'exige pas.

Le logigramme ci-dessous résume le processus déterminant les exigences parasismiques lors de travaux sur un bâtiment existant et les conséquences sur la vérification de l'élément rapporté.

.....

■ 2 Evaluation de l'incidence de travaux sur la vulnérabilité au séisme d'un bâtiment existant – Grille d'analyse – AFPS – à paraître



¹ Etudes et travaux à réaliser pour la totalité du bâtiment, y compris l'élément rapporté, de façon à attendre la performance sismique exigée.

² Etudes et travaux, éventuellement localisés, visant à compenser l'aggravation de la vulnérabilité sismique.

▲ Logigramme des exigences réglementaires parasismiques.

5.2.6.2. • Vérification d'un balcon ou d'une coursive aux effets du séisme

La suite du présent chapitre traite des vérifications à effectuer pour démontrer la résistance parasismique des balcons et des coursives sur un bâtiment existant. La norme de construction parasismique visée est l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1).

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. Dans le contexte d'un bâtiment existant, on est alors dans une situation d'aggravation de la vulnérabilité et le recours à un bureau d'étude spécialisé est nécessaire.

5.2.6.3. • 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).

5.2.6.4. • 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. 5.2.1) ;
- masses m_Q associées aux charges d'exploitation pondérées par le coefficient ψ_E défini en 5.2.2 (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. 5.2.2).

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).



5.2.6.5. • 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 (cf 5.2.6).

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 : $m_E = m_G + m_Q$.

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, le cas échéant, $q_a = 1$ 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.

Dans le cadre de la méthode simplifiée proposée ici, cette accélération a_E peut se calculer par l'expression suivante :

$$a_E = \gamma_1 a_{gr} S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

γ_1 , 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 enveloppe 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 :

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

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

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

La force F_h doit être appliquée au centre de gravité du balcon, dans les deux directions horizontales successivement (suivant la règle de cumul donnée en 5.2.6.6).

5.2.6.6. • 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.

5.2.6.7. • 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 $1,2 \times q_a$.

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

5.2.7. • 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].

5.3. • Dimensionnement structural

Le dimensionnement structural (à froid) d'un balcon ou d'une coursive 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.

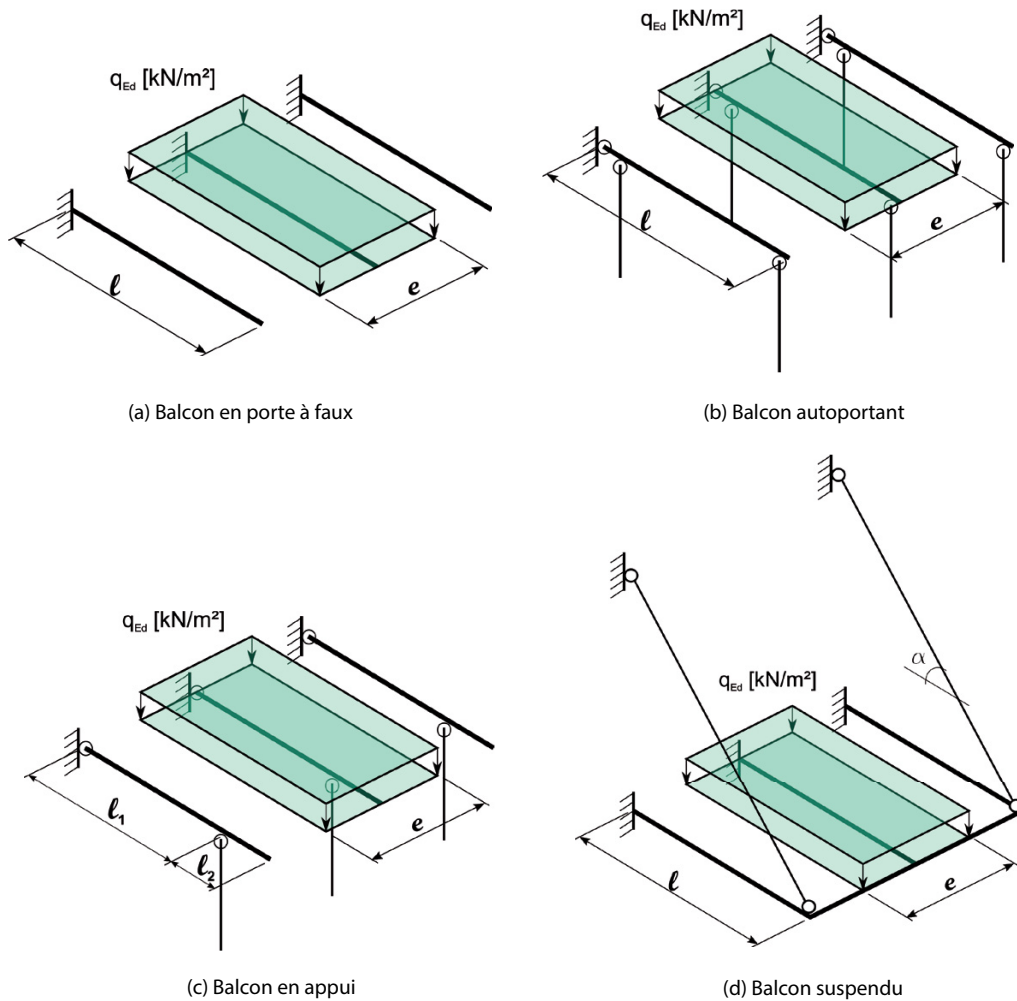
Dans le cas des structures de balcon / coursive en aluminium, il convient d'appliquer l'Eurocode 9, dont les fondements (et bien souvent les vérifications) sont identiques à l'Eurocode 3.

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

5.3.1. • Ossature de la structure métallique rapportée

5.3.1.1. • 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 dispense en aucune façon de tenir compte de la rigidité effective de l'assemblage si celui-ci doit transmettre un moment de flexion (cf. 5.3.4).



▲ Figure 21 – Exemples 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).

5.3.1.2. • 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. 5.1.4) ;
- le calcul est mené en prenant en compte une charge horizontale forfaitaire valant 10% de la charge verticale d'exploitation (cf. 5.2.2).

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



5.3.1.3. • 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.

5.3.1.4. • 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 :

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



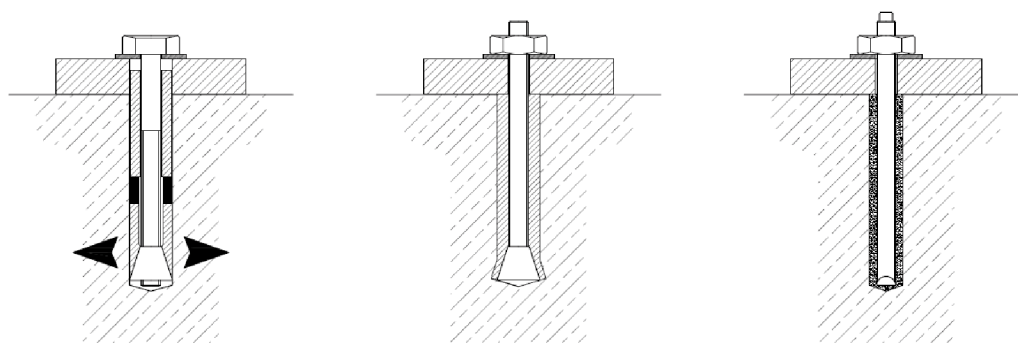
5.3.2. • Support et fixation

Les sollicitations transmises par le balcon / la coursive rapporté(e) sont déterminées par le titulaire du lot « élément rapporté » et transcrites dans une descente de charge. La vérification du support sous ces sollicitations doit être de la responsabilité d'un bureau d'étude spécialisé en 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).

5.3.2.1. • 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. 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].

Les fixations utilisées pour un support béton existant sont habituellement des fixations post-scellées comme des chevilles à expansion, des chevilles à verrouillage de forme, des chevilles à scellement, des vis à béton, etc. Les chevilles nécessitent un perçage préalable du béton.



▲ Figure 22 – Chevilles à expansion, à verrouillage de forme, à scellement.

Dans le cadre d'une réhabilitation lourde et afin de permettre la reprise d'efforts importants, il peut être possible de mettre en place des systèmes pré-scellés dans un support reconstitué (ouvrage d'interposition), comme des platines, des rails et des ancrages manchonnés.

Certains rupteurs thermiques manufacturés sont adaptés à une utilisation dans le cadre d'une rénovation, mais leur utilisation reste exceptionnelle. Leur mise en œuvre nécessite un forage de la dalle sur une profondeur importante (de l'ordre de 50 à 80 cm), un nettoyage de la réservation ainsi créée et un scellement des attentes, généralement par une résine. Cela suppose un degré d'investigation important pour connaître la position des armatures (ainsi que la résistance du béton), ce qui est difficilement accessible en dehors des opérations les plus importantes.

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.

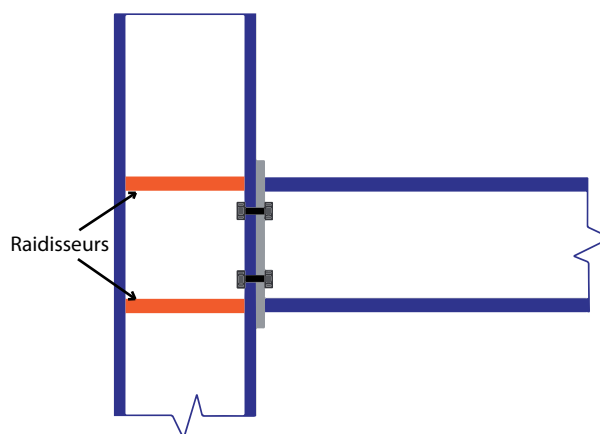


Au moment de la rédaction du présent guide, les chevilles sous ATE ne sont pas qualifiées en situation sismique. Il convient de se reporter aux documents d'évaluation des différents systèmes de fixation pour en apprécier le domaine d'emploi.

5.3.2.2. • Support métallique

Les vérifications à mener sur le support métallique doivent respecter le dimensionnement 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. Il convient de s'assurer de la soudabilité de l'acier du support, en effectuant si nécessaire les analyses adéquates.



▲ Figure 23 – Raidisseurs.

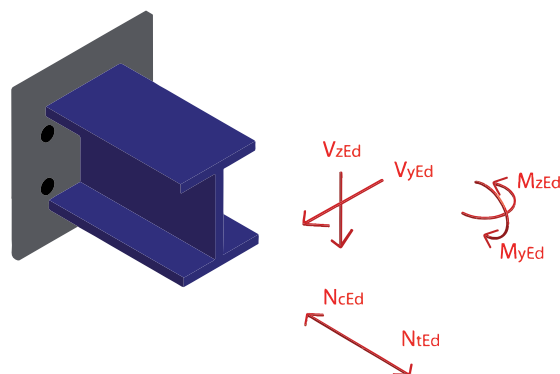
Sur support métallique, la fixation de la structure rapportée est réalisée par boulons à serrage contrôlé (HR, HV), boulons ordinaires (SB) ou par interposition d'un rupteur thermique de type acier – acier.

5.3.3. • Résistance de l'assemblage sur le support

Lorsque des efforts significatifs sont à transmettre, le balcon ou la course 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 24 – Efforts envisageables sur une platine d'about.

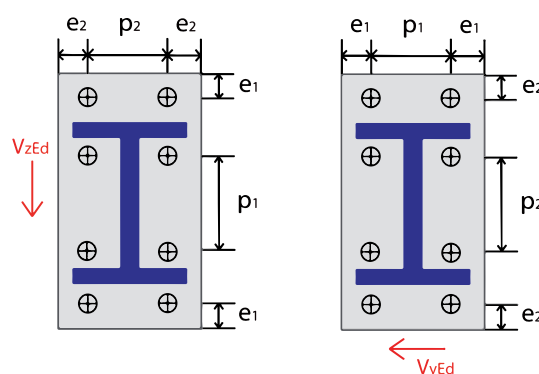
On suppose que le moment M_{zEd} est nul, la conception du balcon doit donc satisfaire les règles données en [Annexe B]. On ne considère pas non plus le cas, à éviter, où la platine doit transmettre un moment de torsion. La vérification de la platine doit satisfaire aux règles données dans la norme NF 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 25 – Dimensions de référence d'une platine.

En présence de trous oblongs, les pincés (longitudinaux comme transversaux) 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.

5.3.4. • 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, il convient de s'assurer que bâtiment support présente bien 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.



5.4. • Evaluation et qualification des rupteurs thermiques

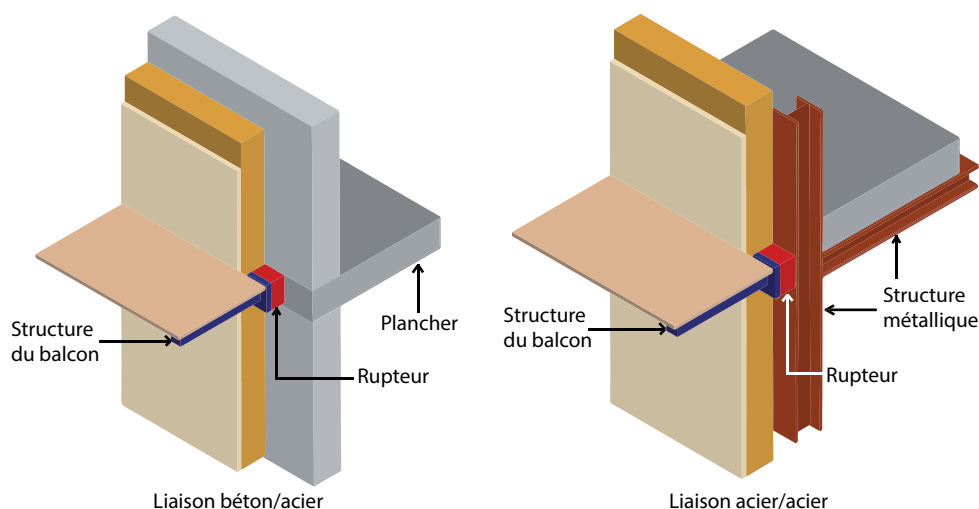
Les éléments constituant le rupteur thermique sont des composants spécifiques en matériaux isolants, propres à chaque fabricant, qui associés à un système mécanique de liaison structurale, permettent de fixer l'élément rapporté extérieur à l'ossature du bâtiment tout en réduisant le pont thermique au 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 26 – Positionnement du rupteur – Schéma de principe.



5.4.1. • 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.

5.4.2. • 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.

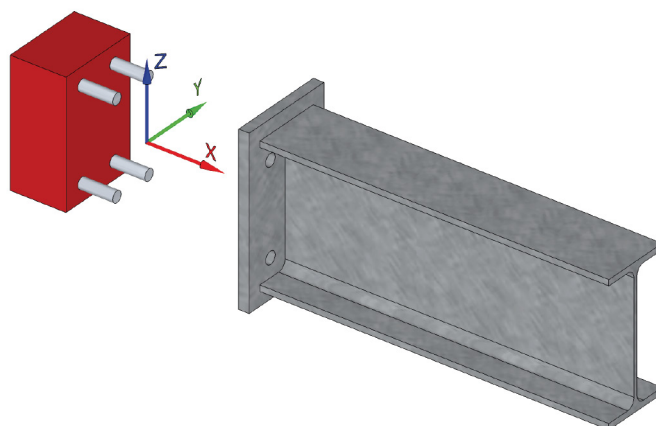
5.4.2.1. • Performances

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 27 – 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).

5.4.2.2. • 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.

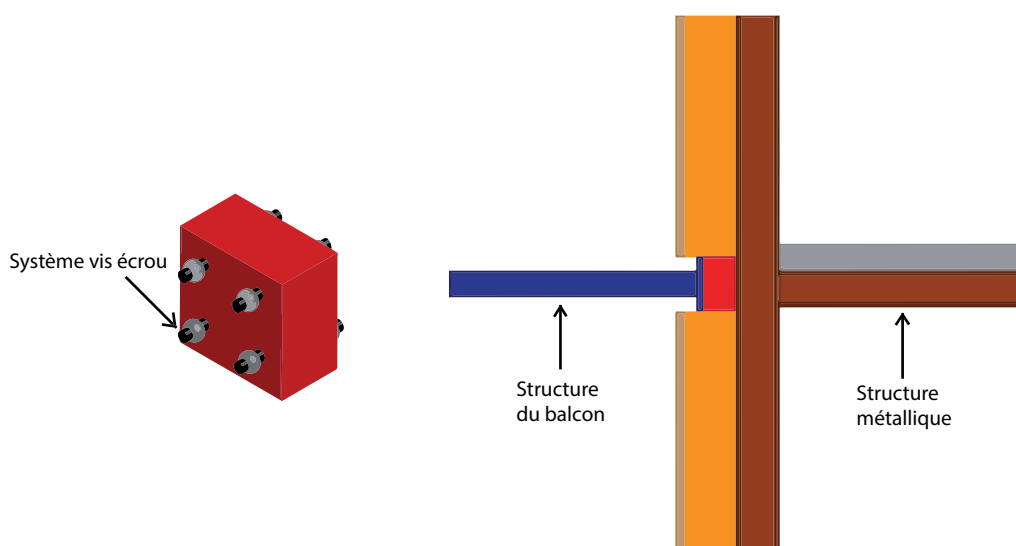
Fixation dans une dalle béton

Les rupteurs thermiques manufacturés présents sur le marché sont pourvus de barres d'armatures en attente permettant d'ancrer l'organe de fixation dans la dalle. Comme précisé dans le paragraphe 5.3.2.1, certains produits sont adaptés au cadre de la rénovation. Leur utilisation suppose un degré d'investigation important pour connaître la position des armatures (ainsi que la résistance du béton), et un forage de la dalle sur une profondeur importante (pour scellement des attentes).

Une solution de chantier, généralement chevillée, est également envisageable. Au vu des sollicitations en jeu au sein d'un tel encastrement, il convient d'une part de choisir les chevilles avec un soin particulier, mais également de s'assurer de la résistance de la dalle.

Fixation sur une charpente métallique

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



▲ Figure 28 – Rupteur thermique acier/acier en porte à faux.

5.4.2.3. • 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 ».

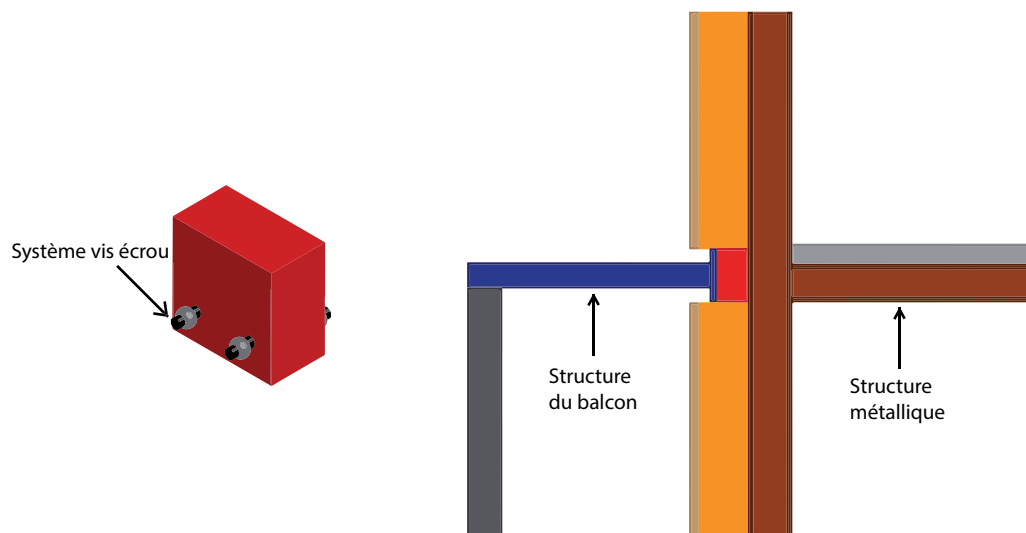


Fixation dans une dalle béton

Les remarques effectuées pour le cas en porte à faux sont également valables ici, cependant les solutions de chantier chevillées sont plus faciles à mettre en œuvre, car les efforts sont plus faibles toutes choses étant égales par ailleurs.

Fixation sur une charpente métallique

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



▲ Figure 29 – Rupteur thermique acier/acier en appuis.

5.4.2.4. • 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.

5.4.2.5. • Structure rapportée autoportante

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

5.4.3. • Sollicitations sismiques

Comme précisé au paragraphe 5.2.6.5, 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.

5.4.4. • 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, telles 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.

5.4.5. • 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.

5.5. • Sécurité incendie

5.5.1. • 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.



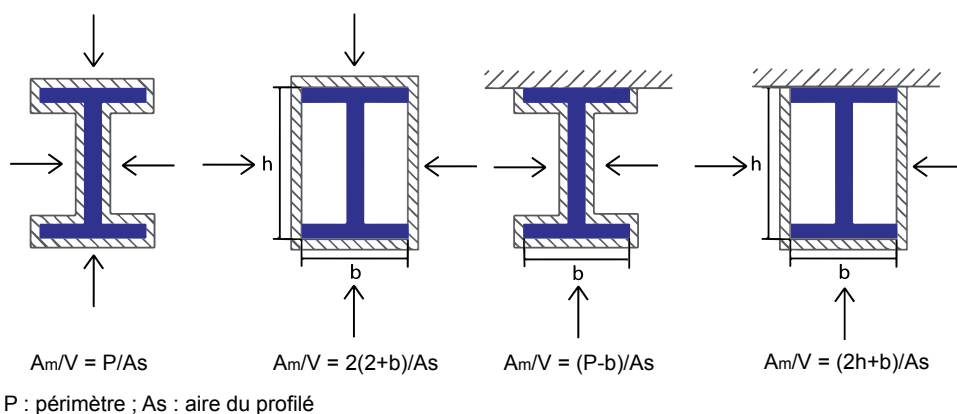
L'application de la méthode normative « des flammes extérieures » aux structures rapportées en façade de bâtiment permet, dans la plupart des cas, l'utilisation d'éléments porteurs métalliques sans qu'il n'y ait aucune protection rapportée sur ces éléments. C'est le cas notamment lorsque les conditions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

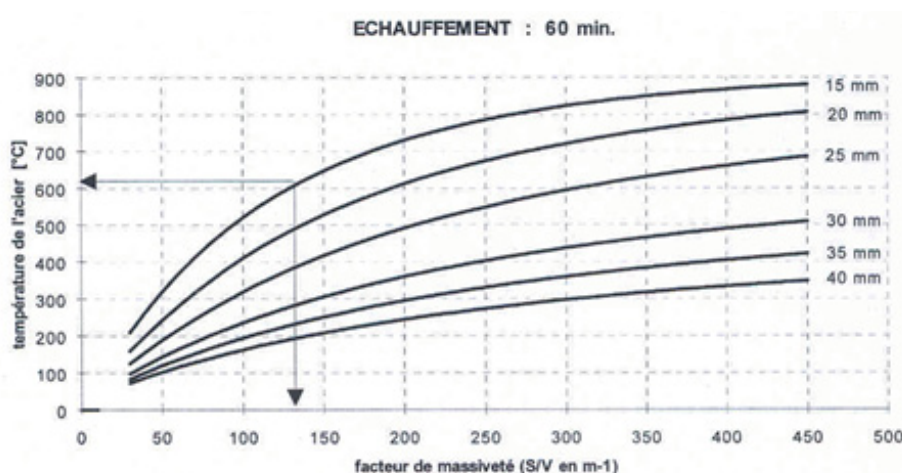
L'épaisseur de protection à appliquer à l'élément est alors obtenue à partir des abaques ou des valeurs tabulées donnés dans le procès-verbal qualifiant le matériau de protection choisi. Elle est déterminée en fonction du facteur de massivité de l'élément, de sa température critique et de la durée de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

- Choisir l'abaque ou le tableau se rapportant au temps de stabilité au feu désiré, tel que l'exemple d'abaque présenté en (Figure 31) ;
- Rechercher le facteur de massivité du profilé utilisé en fonction du type de profilé, de la présence ou non de gros œuvres 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 massivité sont donnés dans la (Figure 30).



▲ Figure 30 – 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, ou pour des valeurs intermédiaires dans les tableaux, l'épaisseur à appliquer peut être déterminée par interpolation linéaire.



▲ Figure 31 – 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.

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

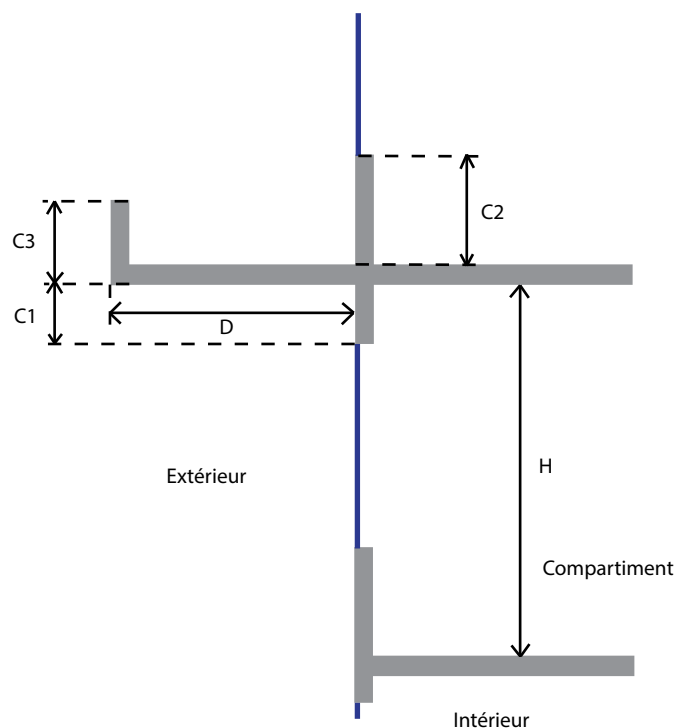
Des exigences en termes de résistance à la propagation verticale du feu sont habituellement imposées aux façades de bâtiments comportant des ouvertures (baies vitrées, etc.). Ainsi, en plus des exigences de réaction au feu ou de résistance au feu (degré coupe-feu ou pare-flamme) habituellement demandées, les façades de bâtiments doivent également satisfaire à des dispositions relatives à la règle dite du « C+D ». Le cas échéant, il convient donc de s'assurer que la structure rapportée en façade ne remettra pas en cause les dispositions

constructives déjà mises en œuvre afin d'éviter la propagation de l'incendie d'un étage à l'autre, en particulier :

- Pour les structures rapportées équipées de rupteurs thermiques, des dispositions constructives doivent être mises en œuvre afin de garantir l'étanchéité de l'écran formant le « C » ;
- Si 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. Par exemple, 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. Sont susceptibles de participer à l'indice D, tous 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 (l'IT 249 préconise une épaisseur minimale de 1,5 mm).

Par ailleurs, 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.



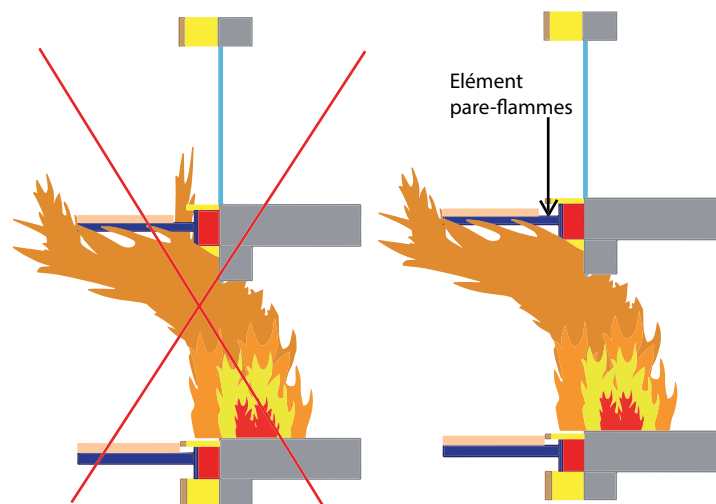


$C = C1 + \max(C2 ; C3)$ est la distance verticale entre le haut et le bas de baies consécutives ou de l'obstacle à la propagation de l'incendie (dalle de balcon par exemple).

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 32 – Définition des distances C et D pour la règle du « C+D ».

Pour rappel, 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 32), 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].



▲ Figure 33 – 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 :

- établissements 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.

5.6. • Etanchéité à l'eau

5.6.1. • 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.

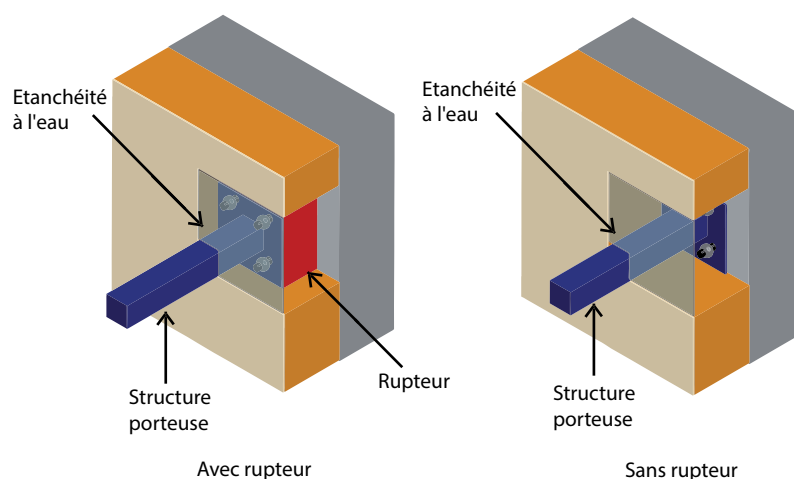


Toutes les possibilités d'intrusion d'eau doivent être colmatées soit par un film étanche situé en face extérieure du nu de fixation de façade (pare pluie), incluant une protection de l'assemblage (et du rupteur éventuel), soit par des éléments étanches inclus dans la conception même de cet assemblage.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



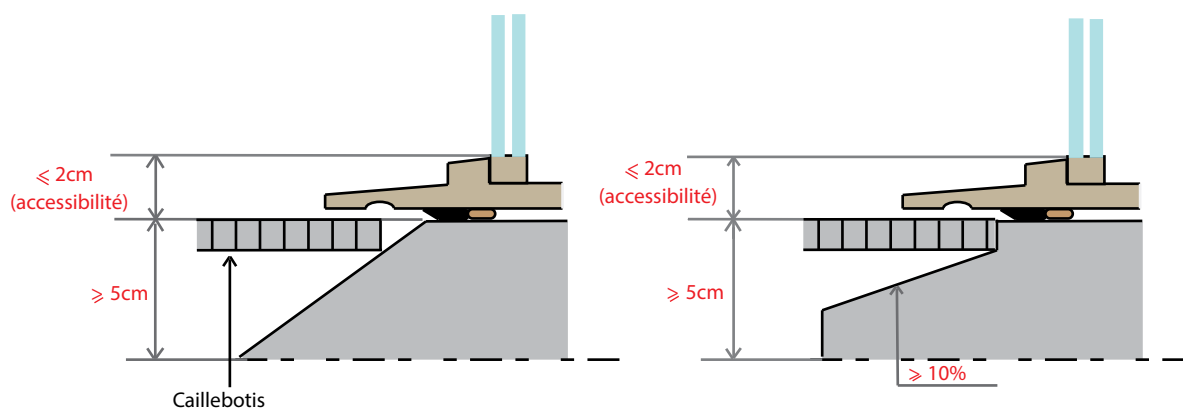
Il est signalé, qu'une malfaçon constructive à ce niveau peut induire des désordres graves de fonctionnement de la liaison. En plus des phénomènes de corrosion résultant de la présence d'eau, la liaison peut être soumise à des cycles de gel/dégel mettant en cause le principe même de résistance de l'appareil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



▲ Figure 34 – Disposition d'étanchéité aux niveaux des fixations.

5.6.2. • 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 (niveau 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 des personnes à mobilité réduite, ces seuils doivent respecter les hauteurs maximales des ressauts imposées par la réglementation en vigueur (cf. 5.7).

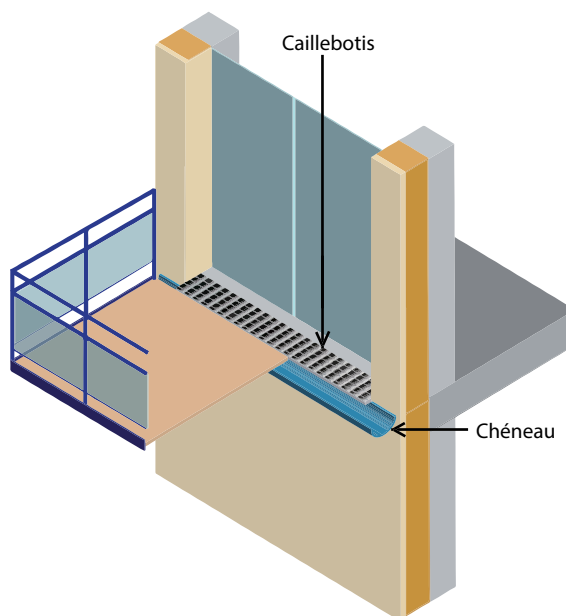


▲ Figure 35 – Disposition des seuils des portes et portes-fenêtres.

Les structures métalliques rapportées permettent la mise en œuvre facile de chéneaux recouverts de caillebotis (cf. 5.6.3) 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. 5.7). La conception des appuis de baie doit être conforme au NF DTU 20.1.

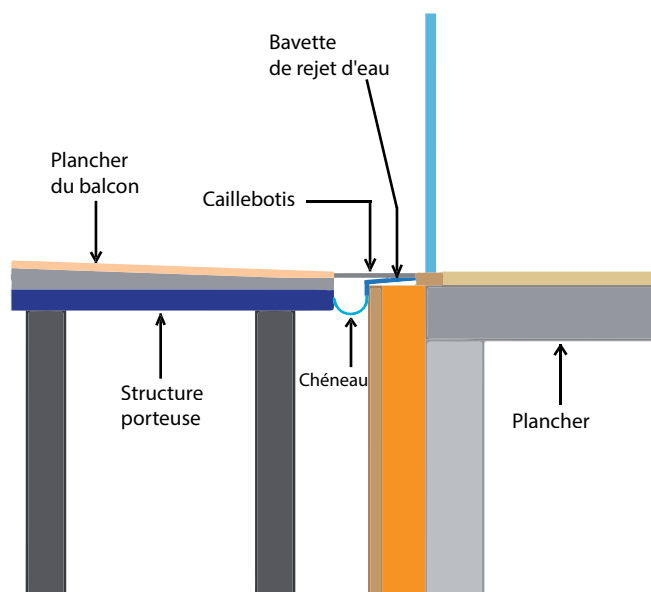
5.6.3. • Evacuation des eaux de pluies

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.



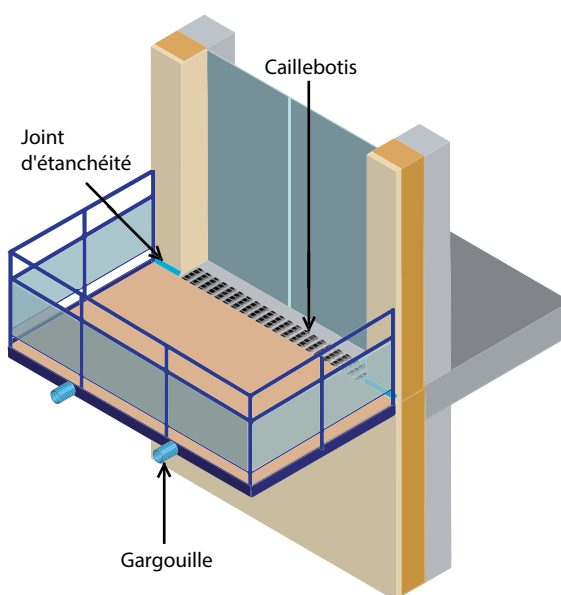
▲ Figure 36 – Balcon désolidarisé avec pente vers l'intérieur.

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.

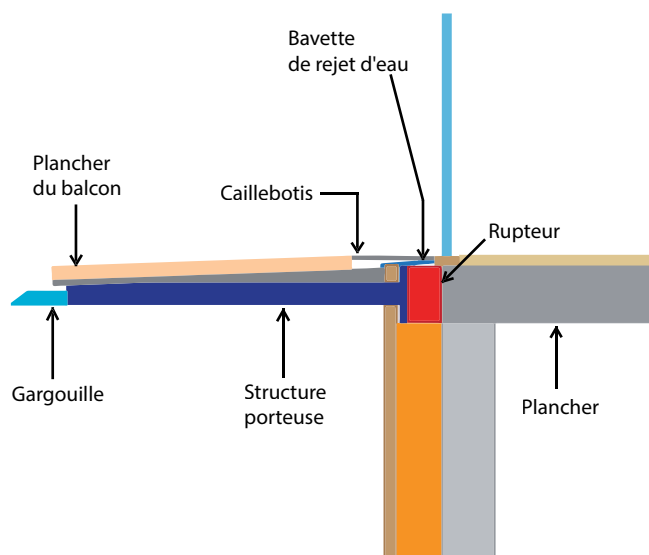


▲ Figure 37 – Exemple de solution de mise en œuvre d'étanchéité avec pente vers l'intérieur.

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 38 – Balcon désolidarisé avec pente vers l'extérieur.



▲ Figure 39 – Exemple de solution de mise en œuvre d'étanchéité avec pente vers l'extérieur.

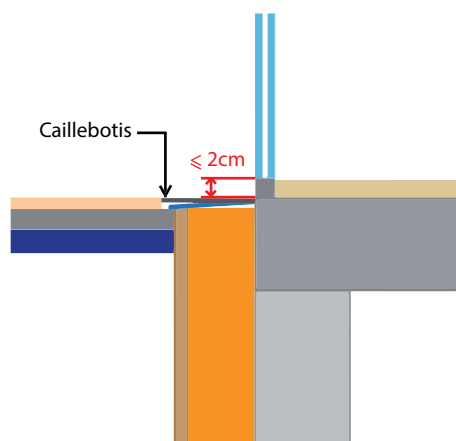
Les balcons avec un platelage béton coulé sur site en utilisant l'ossature métallique comme coffrage doivent faire l'objet d'un traitement particulier visant à éviter les infiltrations d'eau dans les interstices entre les deux matériaux. Ce traitement peut consister en la pose d'une bavette métallique 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).

5.7. • 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. Les coursives et les balcons qui sont situés à un étage accessible aux personnes à mobilité réduite (notamment via un ascenseur), doivent eux même respecter les règles d'accessibilité. En particulier, ils doivent comporter un accès supérieur ou égal à 0,8 m de largeur 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.



▲ Figure 40 – Accessibilité aux personnes à mobilité réduite – ressaut maximal de 2 cm côté extérieur.

5.8. • 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.

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 :

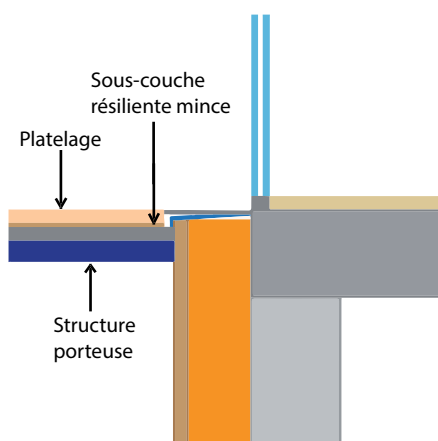


Destination du local	Local récepteur	Limite
Logement	Pièces principales (pièces destinées au séjour ou au sommeil, locaux à usage professionnel compris dans le logement)	58 dB
	Autres	Pas d'exigence
Etablissement d'enseignement	Local d'enseignement, d'activités pratiques, administration, bibliothèque, 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 course. 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 41 – Sous-couche acoustique mince pour l'isolation phonique aux bruits d'impact.



5.9. • 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 intumescente.

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

6



6.1. • 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,
 - réalisation du diagnostic technique et de l'étude de faisabilité.

Note

Comme précisé dans la partie 4, il se peut qu'il n'y ait pas de maîtrise d'œuvre. Néanmoins, cette situation n'est pas conseillée, l'ajout d'un balcon ou d'une coursive sur un bâtiment existant étant une opération complexe. Elle doit donc être limitée au cas des petites opérations (intervention chez des particuliers par exemple). En l'absence de maîtrise d'œuvre, ces responsabilités sont transférées au titulaire du marché.

- 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.
- responsabilités du titulaire du gros œuvre (le cas échéant) :



- vérification et renforcement éventuel du support, considérant l'effet de l'élément rapporté,
- implantation et réalisation des appuis (pour les poteaux des conceptions en appuis ou autoportants), dans le respect des tolérances prévues par les normes s'appliquant au support, sauf indications différentes dans les documents du marché décrits en 5.1.
- responsabilités du titulaire de l'élément rapporté :
 - communication des éléments de conception au concepteur du gros œuvre (s'il y en a un) 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.
- responsabilités du titulaire de la façade (le cas échéant) :
 - 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.

6.2. • 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 ;
- 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.

6.3. • Support et fixation

En cas de rénovation lourde incluant une intervention sur le bâtiment existant (ouvrage d'interposition) dans la zone de liaison avec le balcon ou la course, le support reconstitué devra respecter les règles de l'art applicables (NF DTU 21 et NF EN 13670 pour le bâtiment en



béton, et NF DTU 32.1 et NF EN 1090-2 pour les bâtiments en construction métallique) et les spécifications des documents du marché.

Lorsque la zone de liaison avec l'élément rapporté ne fait l'objet d'aucune intervention particulière, il convient d'effectuer un relevé précis du support afin d'adapter l'assemblage du balcon ou de la coursive avec le bâtiment à la situation rencontrée.

6.3.1. • Support béton

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 doit s'effectuer dans une zone de béton armé apte à résister aux efforts transmis par l'appareil de liaison. 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.

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.

En cas de support reconstitué en béton, celui-ci est tenu de respecter le NF DTU 21 et la norme NF EN 13670. Les fixations pré-scellées dans un ouvrage d'interposition doivent être convenablement positionnées et bloquées dans le coffrage, avant coulage.

6.3.2. • Support acier

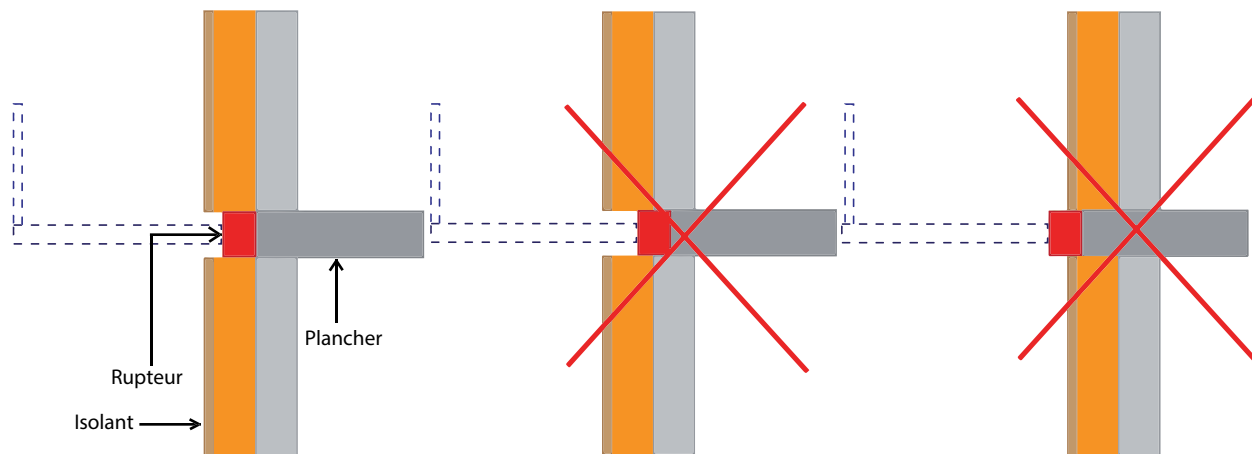
Lorsque la conception de l'élément rapporté vise à minimiser les efforts sur le bâtiment support (conception autoportante), l'intervention sur ce dernier est généralement limitée aux perçages destinés à accueillir les nouvelles fixations.

Dans les autres cas, les efforts plus importants peuvent conduire à renforcer le support (ajout de raidisseurs, éléments additionnels, ...) et parfois à souder sur le matériau existant. Il convient alors de s'assurer de la soudabilité de ce dernier, si nécessaire en procédant à une analyse en laboratoire.

Dans tous les cas, les perçages, cordons de soudure, éléments de renfort, ... doivent être conformes aux normes en vigueur, en particulier la NF EN 1090-2.

6.3.3. • Rupteurs thermiques

Lorsqu'un rupteur thermique doit être mis en œuvre au niveau de la liaison entre l'élément rapporté et le bâtiment support, celui-ci doit être positionné en prolongement de l'isolant de la façade.



▲ Figure 42 – Positionnement du rupteur thermique.

La mise en œuvre du rupteur thermique doit être conforme aux spécifications des documents du marché (notamment concernant les tolérances).

Dans le cadre d'une rénovation lourde incluant la création d'un ouvrage d'interposition, il est possible de se reporter au document de la même collection « Balcons et Coursives métalliques rapportés – Conception et mise en œuvre – Neuf », qui donne des tolérances particulières pouvant être reprises par le CCTP.

6.4. • Mise en œuvre de l'élément rapporté

6.4.1. • 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.

6.4.2. • 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 ;
- état 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...).

6.4.3. • 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

6.4.4. • Mise en œuvre sur support en béton

La fixation à la façade doit être étudiée pour s'adapter à la géométrie du support existant. Dans le cas de la reconstitution d'un support, 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.

Il convient de se reporter aux documents relatifs aux organes de fixation pour connaître les conditions spécifiques de mise en œuvre.

6.4.5. • 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.



6.4.6. • Assistance technique du fournisseur du rupteur

Le fournisseur du rupteur 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 5.4 du présent guide.

6.5. • Enveloppe du bâtiment

Chaque fixation entre l'élément rapporté et le bâtiment peut constituer une rupture dans l'étanchéité à l'eau et à l'air du bâtiment. Il convient de porter une attention particulière dans la reconstitution de cette barrière (mastic élastomère, ...).

6.5.1. • Etanchéité à l'eau

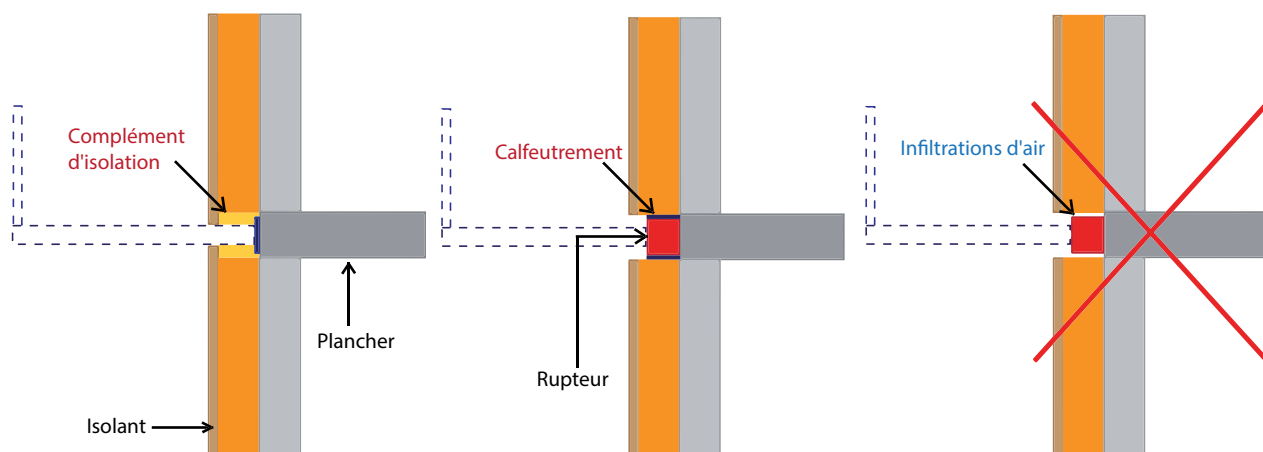
Par conception, l'attache de l'élément rapporté sur le bâtiment support doit traverser le système d'étanchéité à l'eau de la façade (pare-pluie, bardage, enduit, ...). Il convient d'éviter toutes infiltrations d'eau au sein du complexe d'enveloppe de la façade, de façon à assurer une bonne durabilité 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, ...).

6.5.2. • 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 43 – Etanchéité à l'air et complément d'isolation.

Il est également rappelé que la mise en œuvre de la fixation ne doit pas dégrader le plan d'étanchéité à l'air (au sens de la Réglementation Thermique).

6.6. • 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. 5) 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'études, 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

7



7.1. • Annexe A : Documents de références

7.1.1. • 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 1990, Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures (et son annexe nationale NF P 06-100-2).
- 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.
- NF 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.

7.1.2. • 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 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.

7.1.3. • 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 3 mai 2007 relatif aux caractéristiques thermiques et à la performance énergétique des bâtiments existants.
- Arrêté du 13 juin 2008 relatif à la performance énergétique des bâtiments existants de surface supérieure à 1000 m², lorsqu'ils font l'objet de travaux de rénovation importants.
- Arrêté du 08 août 2008 portant approbation de la méthode de calcul Th-C-E ex prévue par l'arrêté du 13 juin 2008 relatif à la performance énergétique des bâtiments existants de surface supérieure à 1000 mètres carrés, lorsqu'ils font l'objet de travaux de rénovation importants.
- 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.
- 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 ».

7.1.4. • Autres ouvrages

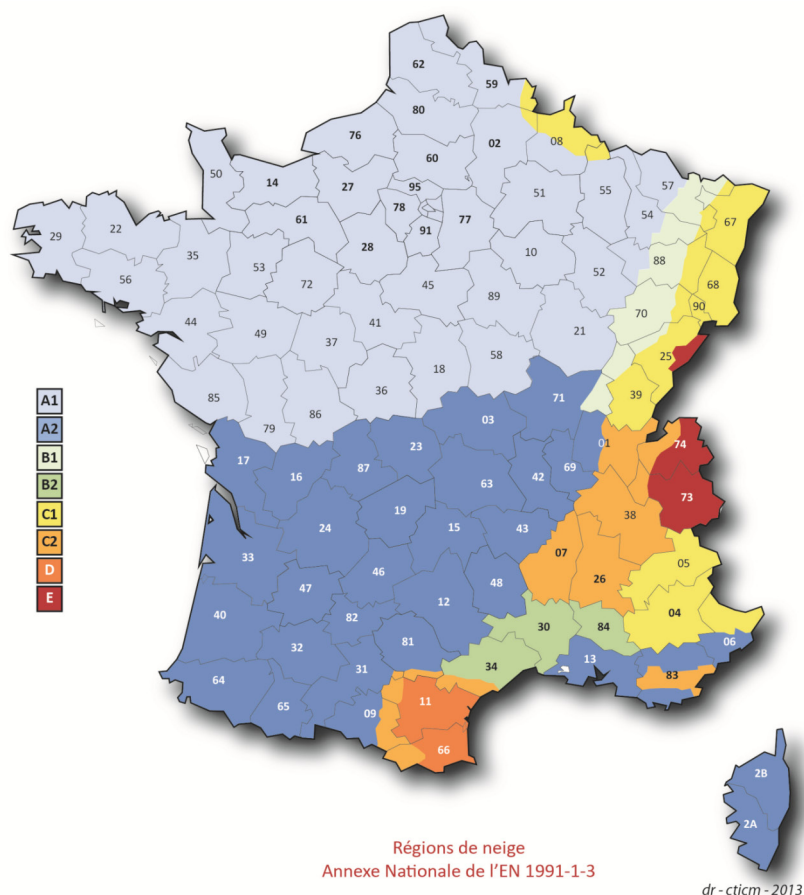
- Prévention des risques en réhabilitation-restructuration de grands ouvrages de bâtiment – Guide pratique, AQC, 2012.
- Guide de la réhabilitation avec l'acier à l'usage des architectes et des ingénieurs, ConstruireAcier/AM, 2011.
- Ouvrages simples – Guide technique et de calcul d'éléments structuraux 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.



7.2. • Annexe B : Éléments normatifs pour le dimensionnement structural

7.2.1. • 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 (s_{Ad}) 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	ΔS_1						ΔS_2	

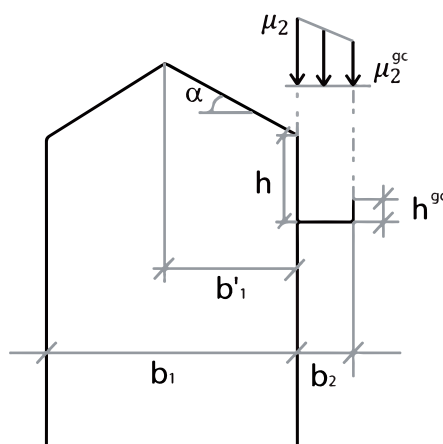
(charges en kN/m^2)

▲ Figure B.1 – Carte de la charge caractéristique de neige.

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).

7.2.2. • 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 :

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

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 $l_s = 5 \text{ m} \leq 2h \leq 15 \text{ m}$.

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 coté du garde-corps est fonction du coefficient μ_2 calculé précédemment :

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

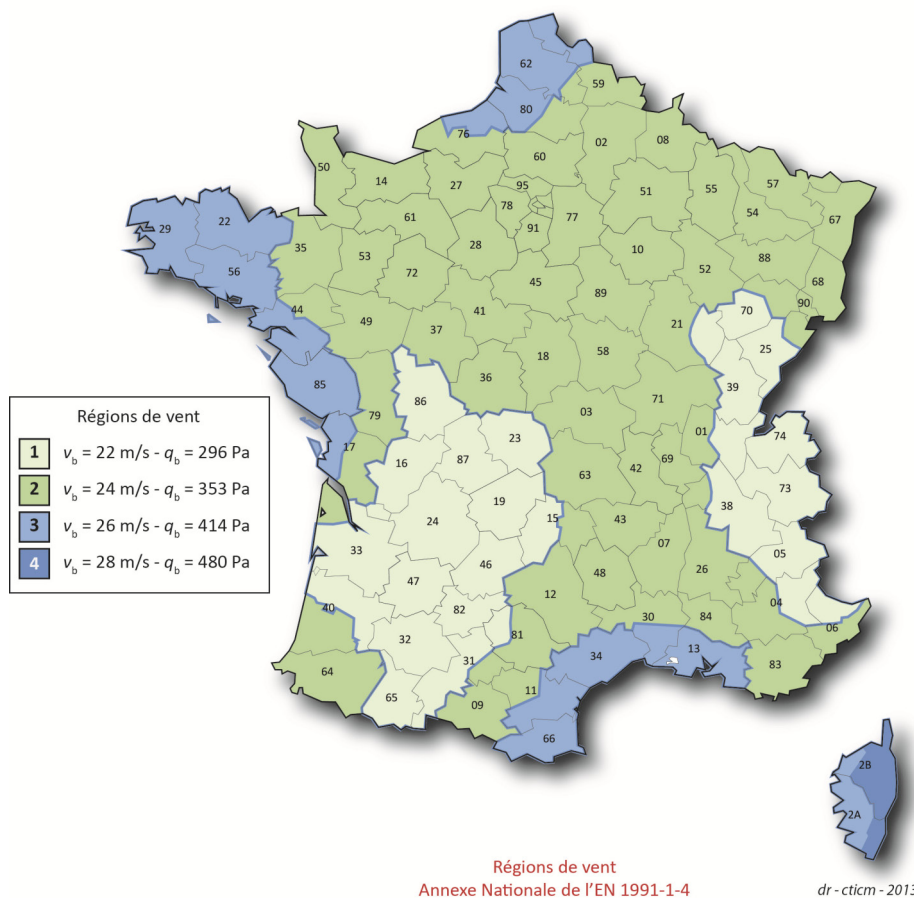
Avec un garde-corps plein ou quasi-plein, on doit vérifier que

$$\mu_2^{gc} \geq \min \left\{ \frac{2 h^{gc}}{s_k}; 1,6 \right\}. \text{ Dans tous les cas, on limite } \mu_2^{gc} \geq 0,8.$$

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

La pression dynamique de référence q_b est donnée par :

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



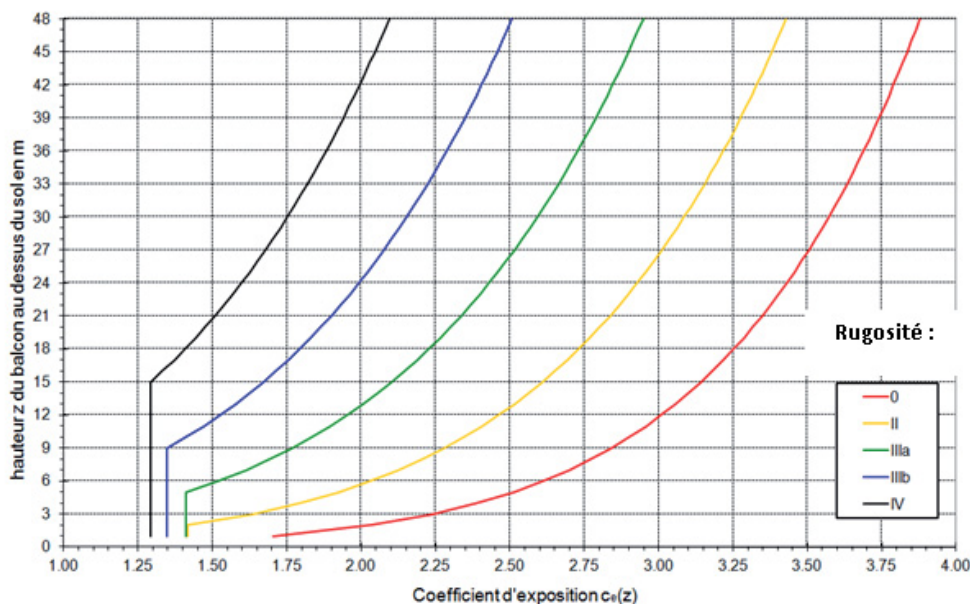
▲ Figure B.3 – Carte pour la vitesse de référence du vent [NF EN 1991-1-4/NA].

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

Rugosité	Description
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 $c_o(z) \approx 1,0$. Si le site de construction est en hauteur par rapport au terrain environnant, il convient d'évaluer $c_o(z)$ 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 $c_o(z)^2$.

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

7.2.4. • 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)	$1,0 G_{k,i,sup}$	$1,0 G_{k,i,inf}$	$1,0 A_d$	Sans objet	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

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

7.2.5. • Vérifications d'une platine d'extrémité

7.2.5.1. • Béton comprimé par l'assemblage

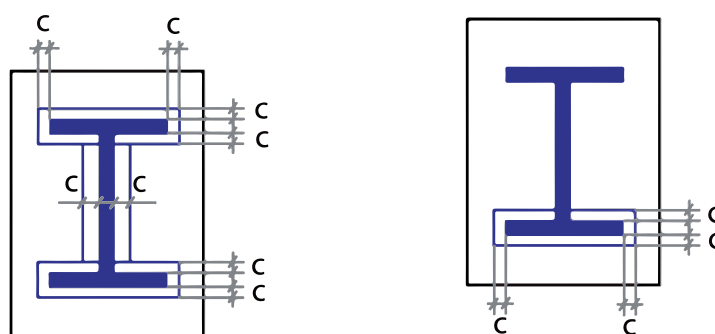
La surface de béton comprimée A_c à prendre en compte est obtenue par projection de l'âme et des semelles d'une longueur donnée ci-dessous :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}}$$

f_y : Limite d'élasticité de la platine

t_p : Epaisseur de la platine

γ_{M0} : 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 :

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

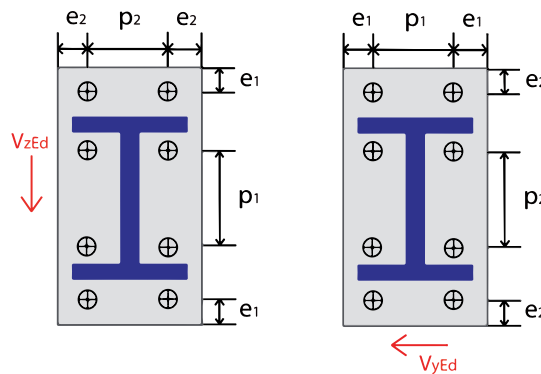
f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression

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.

7.2.5.2. • 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 : Epaisseur 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 $V_{y,Ed}$).

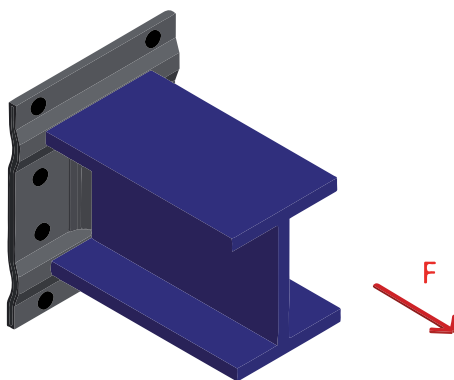
Suivant la documentation du fabricant de l'organe de liaison, il est possible que certains boulons ne soient pas destinés à la transmission de l'effort tranchant. C'est par exemple le cas de certains rupteurs thermiques composés d'un module de compression/cisaillement et d'un module de traction.

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

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

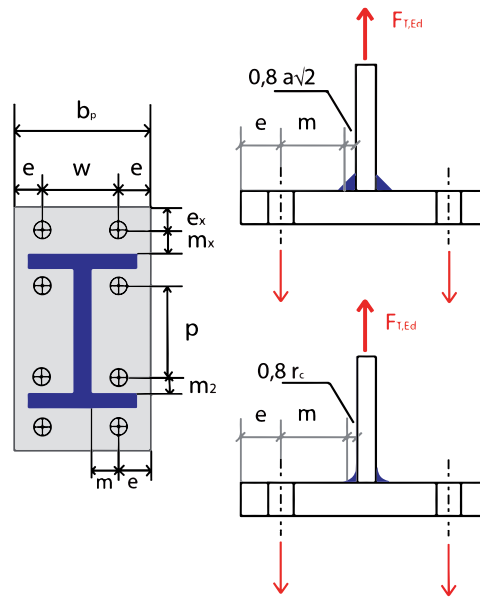
7.2.5.3. • Tronçon en Té tendus – Assemblages tendus/fléchis

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 la norme NF 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 différentes correspondant à trois « tronçons » distincts doivent être déterminées :

- Rangée de 2 boulons sur le débord de la platine

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

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

La géométrie des platines d'extrémité implique généralement

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

- Rangée de 2 boulons sous la semelle

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

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

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

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

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

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 .

$$L_b \leq L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s n_b}{l_{eff,1} t_f^3}$$

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 :

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

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

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

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

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

$F_{T,Rd,1}$ et $F_{T,Rd,2}$ correspondent aux résistances des rangées 1 et 2 respectivement, les cotes h_1 et h_2 sont mesurées depuis le centre de compression de l'assemblage, a priori la mi-épaisseur de la semelle comprimée, jusqu'aux rangées 1 et 2 respectivement.

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.

7.2.5.4. • 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_{vwd} :

$$F_{w,Rd} = L a f_{vwd}$$

La contrainte limite est calculée comme suit :

$$f_{vwd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}}$$

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



7.2.5.5. • 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 :

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

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

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}	$\frac{0,85 l_{eff,p} t_p^3}{m^3}$	$\frac{0,425 l_{eff,p} t_p^3}{m^3}$	
	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}	$\frac{1,6 A_s}{L_b}$	$\frac{2,0 A_s}{L_b}$	(considéré dans la rigidité du rupteur)
	A_s est la section résistante de la tige et L_b sa longueur soumise à l'allongement (8Φ + épaisseur de la platine et de la rondelle + 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 NF EN 1993-1-8	
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 + 1/2 épaisseur de tête + 1/2 épaisseur d'écrou)	

7.3. • 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.

7.3.1. • 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.

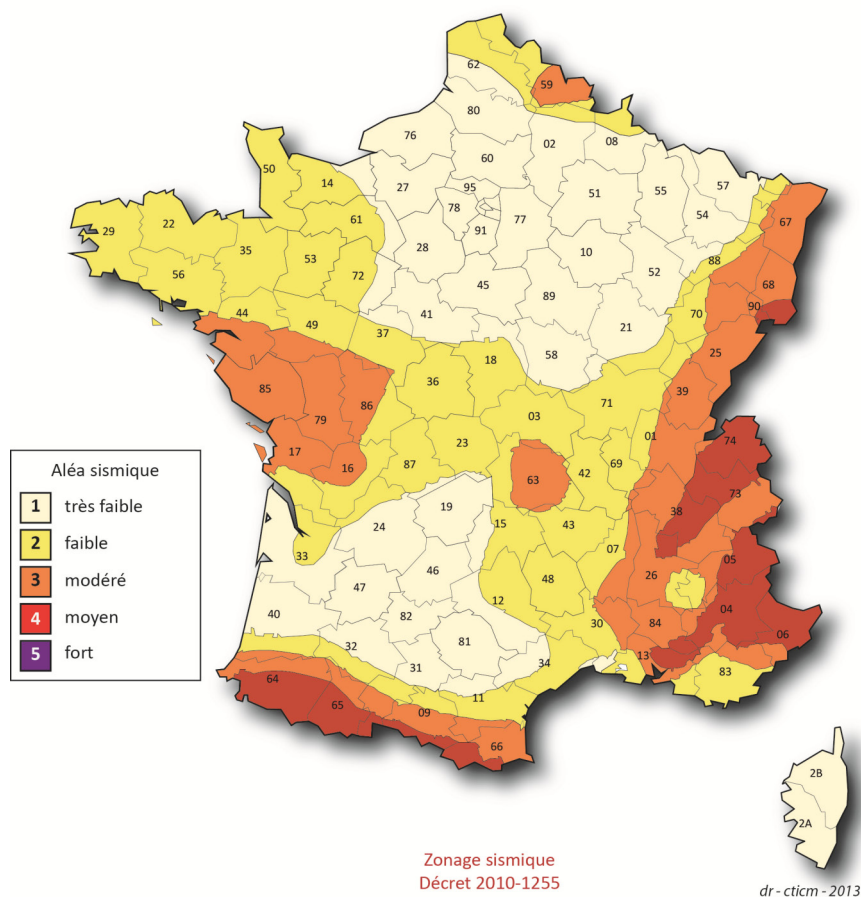
7.3.2. • Zonage sismique et accélération maximale du sol

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.1 : 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.2 : 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.

7.3.3. • 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 la norme NF 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 .

7.4. • 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 :

- établissements 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.

7.4.1. • Etablissements Recevant du Public (ERP)

7.4.1.1. • 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.

7.4.1.2. • 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.



7.4.2. • Habitations

7.4.2.1. • 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.

7.4.2.2. • 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.

7.4.3. • Immeubles de Grande Hauteur – IGH

7.4.3.1. • 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.



7.4.3.2. • 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 ;
- $C + D \geq 1,20$ m si $M \leq 80$ MJ/m² ;
- $C + D \geq 1,50$ m si $M \leq 130$ MJ/m².

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

7.4.4.1. • 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.

7.4.4.2. • 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.

7.5. • 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.

7.5.1. • 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.

7.5.2. • 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.

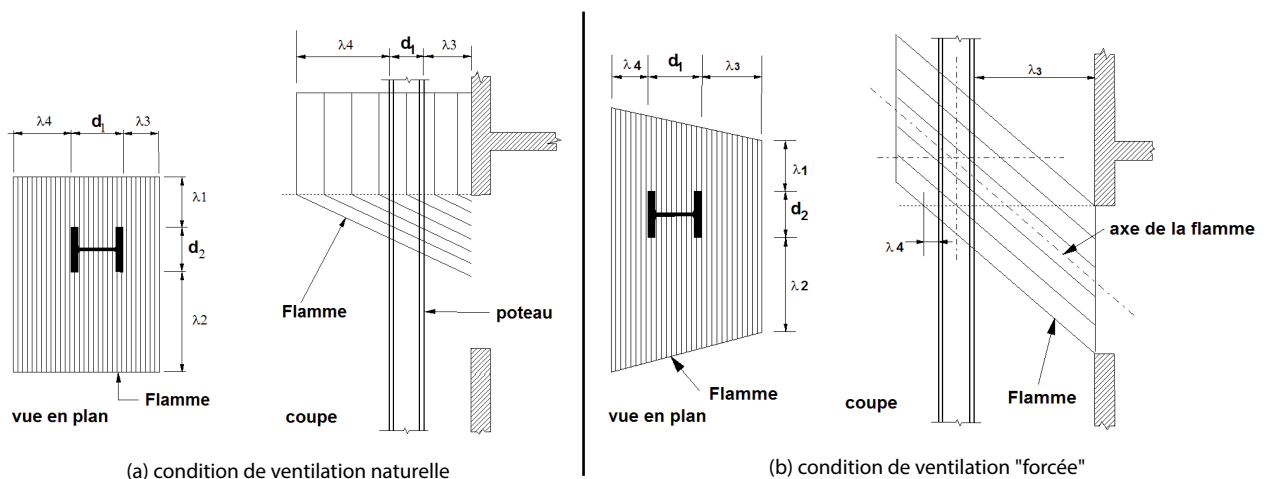
Type d'occupation	Charge incendie (MJ/m ²)
Logement	930
Hôpital	630
Chambre d'hôtel	460
Bureau	740
Bibliothèque – Archives de bureau	2300
Salle de réunion / conférence	410
Salle d'école	530
Centre Commercial	840

▲ **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.



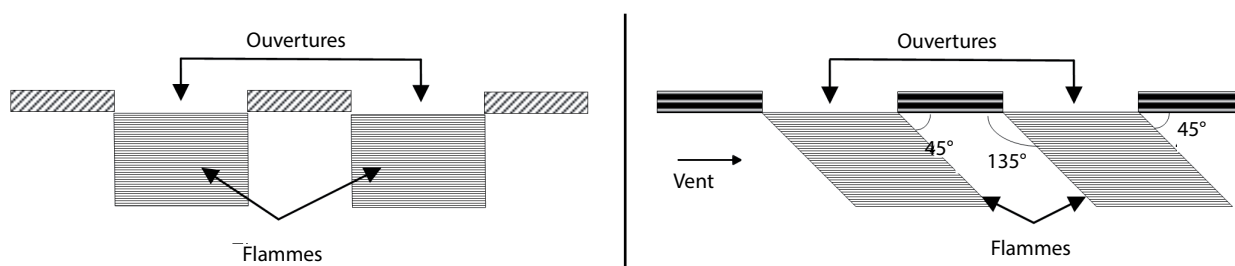
▲ **Figure E.1** : Forme de flammes extérieures en fonction des conditions de ventilation.



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.

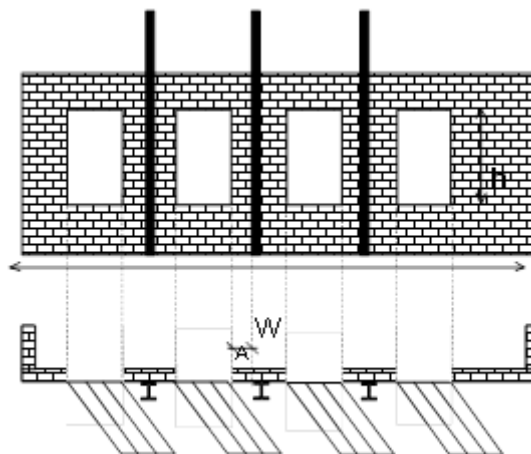
La température d'un élément extérieur est déterminée à partir de sa position par rapport aux flammes. L'élément peut se trouver dans les flammes en tout ou partie ou bien hors des flammes. Lorsque l'élément de structure est hors des flammes, sa température décroît très rapidement avec son éloignement 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 inférieur 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



Hauteur de fenêtre h	Valeurs minimales de A [m] pour un compartiment de largeur W =			
	9 m	18 m	36 m	72 m
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.

7.6. • 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 suspendus ;
- balcons acier autoportants.

	Balcons Acier suspendus sans rupteurs	Balcons Acier autoportant sans rupteurs
Ψ_{moyen} (W/(m.K))	0,20	0,10
Ratio Ψ (W/(m ² .K))	0,15	0,14
$U_{\text{bât}}$ (W/(m ² .K))	0,62	0,61
Bbio (nombre de points)	34	34

Ψ_{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.

Ratio Ψ correspond aux déperditions thermiques par l'ensemble des ponts thermiques de liaison par m² de SHON_{RT}.

$U_{\text{bât}}$ coefficient moyen de déperdition thermique du bâtiment.



Bbio correspond aux besoins en énergie du bâtiment pour le chauffage, le refroidissement et l'éclairage artificiel.

Calcul du pont thermique moyen aux niveaux des planchers intermédiaires Ψ_{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 (Ψ_{moyen}) se calcule d'après la relation suivante :

$$\Psi_{\text{moyen}} = \frac{\sum_{i=1}^3 \Psi_{\theta_i} \times L_{p_i} + \sum_{i=1}^3 X_{f_i} \times N_{f_i}}{\sum_{i=1}^3 L_{p_i}}$$

Avec :

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

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

X_{f_i} : pont thermique ponctuel au niveau d'une fixation (W/K) (à partir du tableau du paragraphe 3.5 du présent guide) ;

N_{f_i} : nombre de fixations au niveau du plancher intermédiaire i .

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

- balcons suspendus (3 fixations par balcon ; IPE200) :

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

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

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

7.7. • Annexe G : Exemple de calcul structural

7.7.1. • 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 suspendu et une coursive autoportante.

7.7.2. • 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) :

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

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

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) :

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

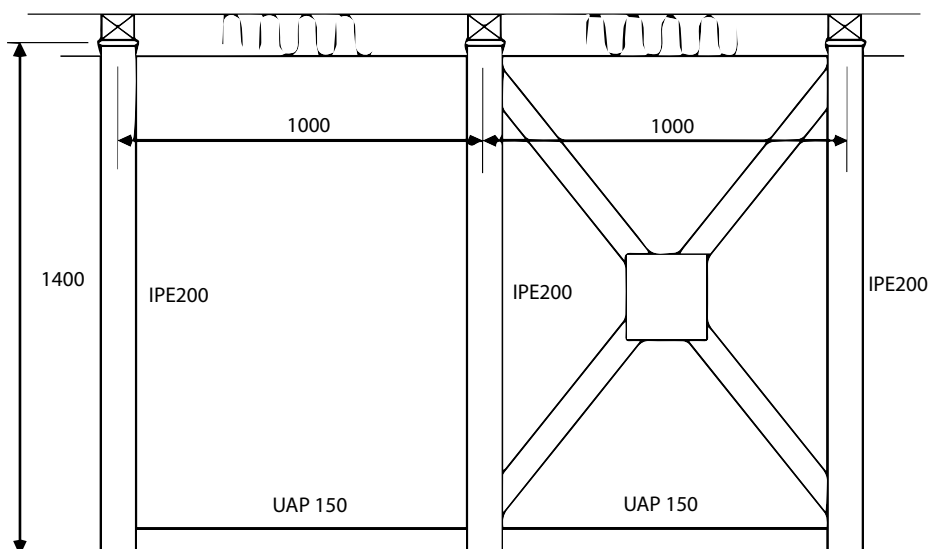
7.7.3. • Balcon suspendu

Le calcul concerne un balcon suspendu de portée 1,40 m et de largeur 2,00 m, fixé au bâtiment support à l'aide de chevilles. Les haubans sont fixés au bâtiment au niveau de l'étage supérieur.

Dans le cadre du présent guide, les vérifications concerneront la fixation au bâtiment support uniquement. Les vérifications en résistance et déformation de l'ossature métallique ne posent pas de problèmes majeurs.



Le choix d'un balcon suspendu n'est pas anodin, du fait des sollicitations nouvelles sur le bâtiment existant. Il convient que ce dernier soit bien connu avant toute intervention, notamment en termes de ferrailage et qualité de béton dans la zone de liaison avec l'élément rapporté.



▲ Figure H.1 : Ossature du balcon.

7.7.3.1. • Combinaisons étudiées

L'analyse est menée sur trois situations :

- ELU n°1 – 1,35 G + 1,50 Q :

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

- ELU n°2 – 1,00 G + 1,50 W

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

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

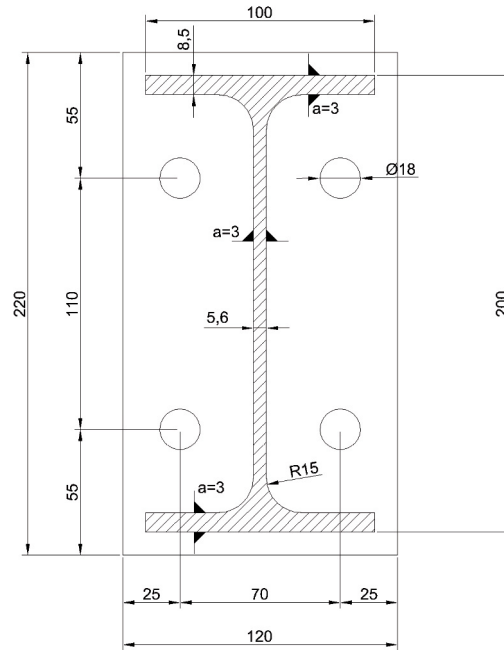
On note que le vent compense les charges permanentes à l'état limite ultime. Il convient donc d'utiliser un assemblage capable de reprendre un moment de flexion entre les poutres maitresses et le bâtiment support.

- ELS n°1 – 1,00 G + 1,00 Q

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

7.7.3.2. • Rigidité flexionnelle de l'assemblage

Les poutres maitresses sont fixées par l'intermédiaire de chevilles M16 (Présentant une résistance de 15 kN en traction comme en cisaillement) et d'une platine d'épaisseur 15 mm en acier S275.



▲ FigureG.2 : Platine.

La rigidité de l'assemblage est influencée par celles du béton en compression, de la platine en flexion et des chevilles en traction. On admettra faute de mieux que les chevilles M16 ont un comportement analogue à celui des tiges filetées de même diamètre.

- Béton en compression :

On considère un béton au minimum de classe C25/30, donc $f_{jd} = 16,7$ MPa et $E_{cm} = 31\,000$ MPa.

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{M0}}} = 15 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,7 \times 1,0}} = 35 \text{ mm}$$

D'où une aire de béton comprimé (sous une semelle uniquement) :

$$A_c = (10 + 8,5 + 35) \times 120 = 6420 \text{ mm}^2$$

$$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{A_c}}{1,275 E} = \frac{31000 \sqrt{6420}}{1,275 \times 210000} = 9,28 \text{ mm}$$

- Platine en flexion :

La résistance de l'assemblage en flexion est déterminée par le calcul du tronçon en T sous la semelle, correspondant à une rangée isolée. Dans ce cas ($m = 32,2$ mm, $e = 25$ mm) :

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

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

Pour le calcul de la longueur soumise à allongement L_b la tête de la cheville mesure 13 mm et la profondeur scellée vaut 120 mm ($< 8\phi$) : $L_b = 120 + 15 + 13/2 = 141,5$ mm.



$$L_b^* = \frac{8,8 m^3 A_s n_b}{l_{eff,1} t_f^3} = 170,8 \text{ mm}$$

$L_b \leq L_b^*$, donc des effets de levier sont susceptibles d'apparaître.

$$k_{15} = \frac{0,85 l_{eff,p} t_p^3}{m^3} = \frac{0,85 \times 160 \times 15^3}{32,2^3} = 13,75 \text{ mm}$$

- Cheville en traction :

$$k_{16} = \frac{1,6 A_s}{L_b} = \frac{1,6 \times 157}{141,5} = 1,78 \text{ mm}$$

La rigidité initiale de l'assemblage en flexion vaut :

$$S_{j,ini} = \frac{E z^2}{\sum \frac{1}{k_j}} = \frac{210\,000 \times 150^2}{\frac{1}{9,28} + \frac{1}{13,75} + \frac{1}{1,78}} \times 10^{-6} = 6\,417 \text{ kN.m/m}$$

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

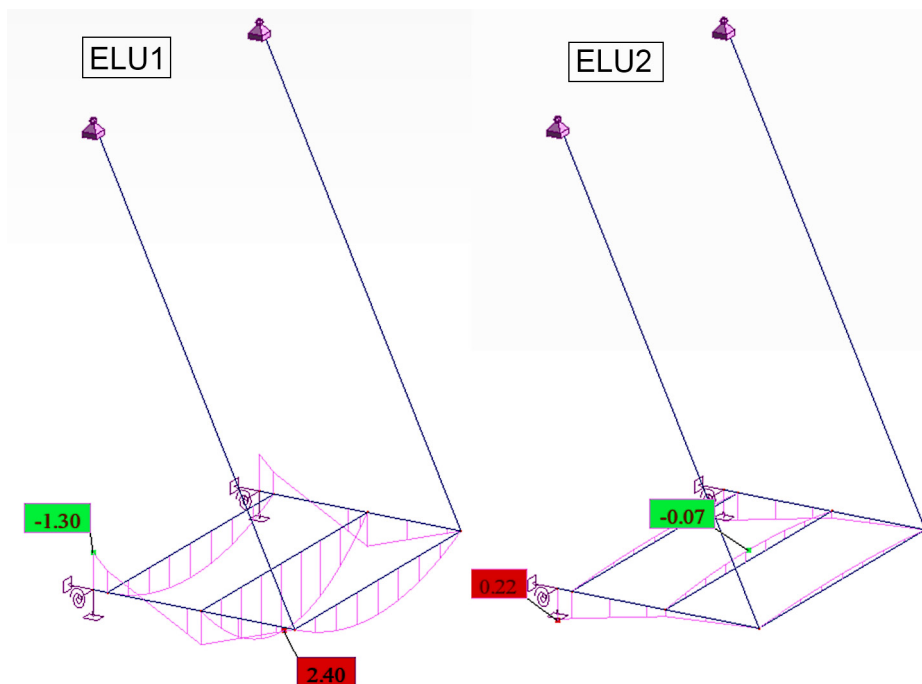
$$S_{j,ini} \leq 30 \frac{E I_y}{l} = 30 \frac{210\,000 \times 1943}{1400} \times 10^{-2} = 87\,435 \text{ kN.m/m}$$

La rigidité effective sera donc utilisée dans les calculs.

7.7.3.3. • Analyse

Le balcon est modélisé dans un logiciel de calculs de structure, en intégrant la rigidité $S_{j,ini}$ calculé précédemment. On considère une rigidité flexionnelle $S_j = S_{j,ini}$, ce qui implique de vérifier que le moment obtenu reste inférieur au 2/3 du moment résistant de l'assemblage.

Les haubans sont modélisés par des barres de section équivalente à un rond plein en acier de 2 cm de diamètre et ne reprenant que la traction.



▲ Figure G.3 : Diagramme de flexion sous combinaisons ELU.

On ajoute les effets secondaires suivants :

- ELU1 – Charge horizontale conventionnelle répartie, à égalité sur les deux assemblages :

$$V_y = \frac{1,50 \times 3,50}{10} \times \frac{2 \times 1,4}{2} = 0,74 \text{ kN}$$

- ELU2 – Effort de vent sur les gardes corps, réparti à égalité sur les deux assemblages :

$$N = 1,50 \times 2 \times 0,47 \times 0,8 \times \frac{2,0 \times 1,1}{2} = 1,24 \text{ kN}$$

$$V_y = 1,50 \times 2 \times 0,47 \times 0,8 \times \frac{2,0 \times 1,1 \times 2}{2} = 1,74 \text{ kN}$$

En considérant un « taux de remplissage » de 0.8 pour les gardes corps.

Les sollicitations dans l'assemblage sont donc ($N < 0$: compression) :

Combi.	N (kN)	V _y (kN)	V _z (kN)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _z (kN.m)
ELU1	-1.97	0.74	5.39	0	-1.30	0
ELU2	+/- 1.24	1.74	-0.29	0	+0.22	0

7.7.3.4. • Résistance de l'assemblage.

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 f_{ub} / f_u car ce terme a pour objet de renverser la vérification vers la cheville en pression diamétrale si celle-ci est moins résistante. Or résistance de la cheville doit être vérifiée sur la base des données du fournisseur.

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

- 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 vérifie bien :

$$\left(\frac{V_{y,Ed}/n_b}{F_{v,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{z,Ed}/n_b}{F_{v,z,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{5,39/4}{182} \right)^2 + \left(\frac{0,74/4}{95} \right)^2 \approx 0 < 1,0$$

$$\left(\frac{V_{y,Ed}/n_b}{F_{v,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{V_{z,Ed}/n_b}{F_{v,z,Rd}} \right)^2 = \left(\frac{0,29/4}{182} \right)^2 + \left(\frac{1,74/4}{95} \right)^2 \approx 0 < 1,0$$

Tronçon 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 pour lequel les longueurs efficaces ont déjà été évaluées ($l_{eff,1} = l_{eff,2} = 160 \text{ mm}$), donc :

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff} t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = \frac{160 \times 15^2 \times 275}{4 \times 1,0} \times 10^{-6} = 2,475 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 2,475}{0,0322} = 309 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \times 2,475 + 0,025 \times 30}{0,0322 + 0,025} = 100 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 2 \times 15 = 30 \text{ kN}$$



Ce premier tronçon, dont la résistance correspond à celle des chevilles, est utilisé pour la résistance en flexion. On vérifie que la semelle comprimée n'est pas limitative dans ce fonctionnement :

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

La résistance du tronçon en Té tendu vaut $30 \text{ kN} < F_{c,f,Rd}$. En flexion, la résistance de l'assemblage vaut donc : $M_{j,Rd} = 0,150 \times 30 = 4,5 \text{ kN.m}$

$$M_{Ed} = 1,3 \text{ kN.m} < M_{j,Rd} = 4,5 \text{ kN.m}$$

Par ailleurs, le moment sollicitant est inférieur au 2/3 du moment résistant de l'assemblage, ce qui valide l'utilisation de la rigidité flexionnelle initiale dans l'analyse.

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

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

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

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{l_{eff} t_f^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = \frac{270 \times 15^2 \times 275}{4 \times 1,0} \times 10^{-6} = 4,18 \text{ kN.m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 4,18}{0,0322} = 523 \text{ kN}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 M_{pl,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd}}{m + n} = \frac{2 \times 4,18 + 0,025 \times 60}{0,0322 + 0,025} = 173 \text{ kN}$$

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 4 \times 15 = 60 \text{ kN}$$

La résistance en traction d'assemblage vaut donc :

$$F_{T,Rd} = \min\{2 \times 30; 60\} = 60 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1,24 \text{ kN} < F_{T,Rd} = 60 \text{ kN}$$

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 :

- Âme : $2 \times 150 = 300 \text{ mm}$
- 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) :



$$F_{w,w,Ed} = \sqrt{V_{z,Ed}^2 + \left(\frac{N_{Ed}}{2A_f + A_w} \times A_w \right)^2} \approx V_{z,Ed} = 5,39 \text{ kN}$$

Donc :

$$a_{\min} = \frac{F_{w,w,Ed}}{L f_{vwd}} = \frac{5390}{300 \times 234} = 0,1 \text{ mm}$$

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 :

$$F_{w,f,Ed} = \sqrt{\left(\frac{M_{Ed}}{z} \right)^2 + \left(\frac{V_{y,Ed}}{2} \right)^2 + \left(\frac{N_{Ed}}{2A_f + A_w} \times A_f \right)^2} \approx \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{1,30}{0,191} = 6,8 \text{ kN}$$

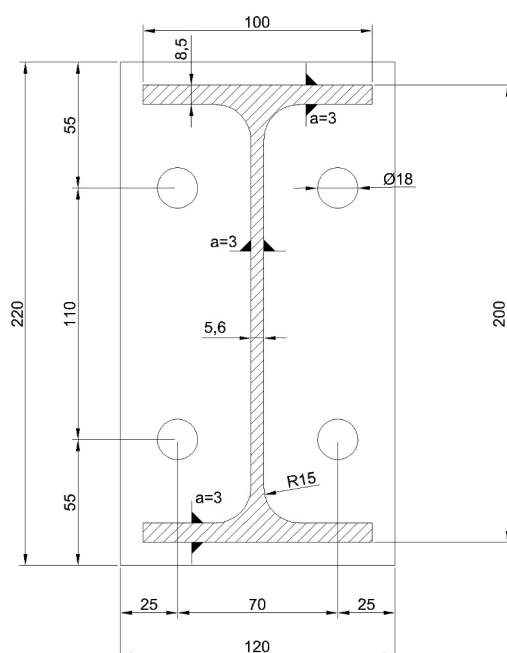
Donc :

$$a_{\min} = \frac{F_{w,f,Ed}}{L f_{vwd}} = \frac{6800}{170 \times 234} = 0,2 \text{ mm}$$

On retient à nouveau un cordon minimal de 3 mm.

7.7.4. • Course autoportante

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



▲ Figure G.4: Ossature de la course.

7.7.4.1. • Sollicitations

Situation ELU n°1 – 1,35 G + 1,50 Q

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

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

- Pour l'effort normal :

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

- Pour l'effort tranchant horizontal :

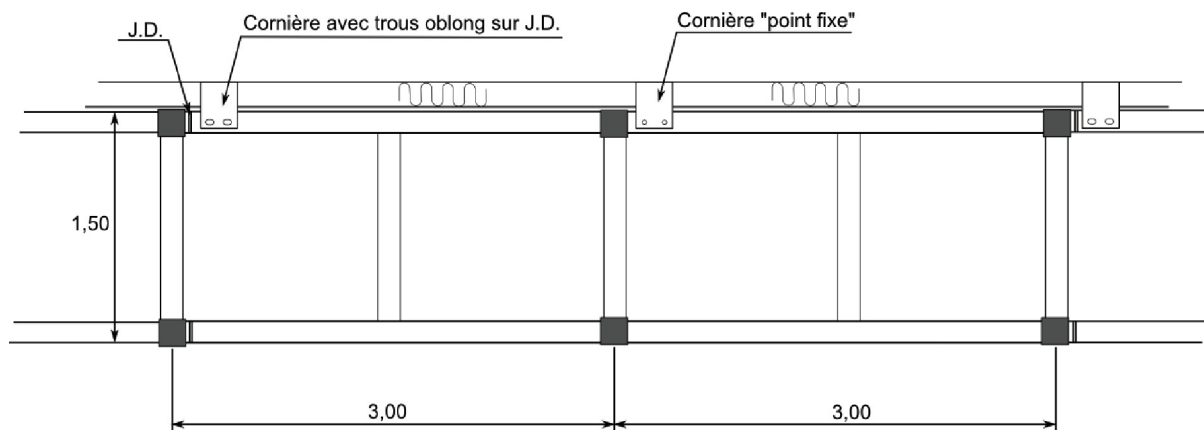
$$1,50 \times \frac{3,50}{10} \times 6,00 \times 1,50 = \pm 4,7 \text{ kN}$$

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

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

7.7.4.2. • Résistance de l'assemblage

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



▲ Figure G.5 : 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 l_{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) :



$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i93,9\varepsilon} \frac{150}{\frac{5}{\sqrt{12}} \times 93,9 \sqrt{\frac{235}{275}}} = 1,2$$

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

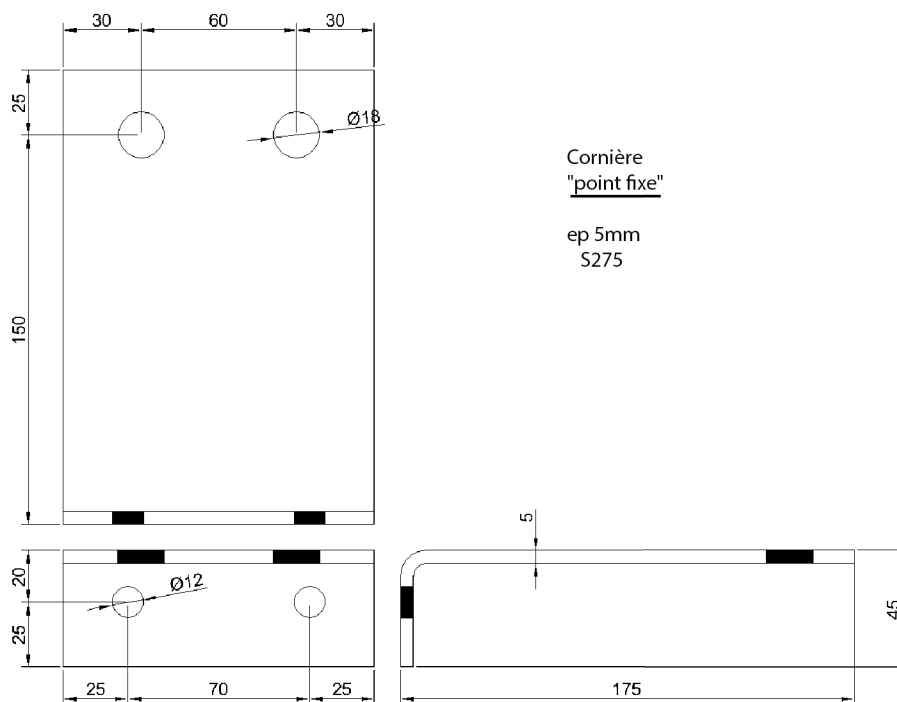
$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,49(1,2 - 0,2) + 1,2^2 \right] = 1,46$$

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,44 \times 5 \times 120 \times 275}{1,00} \cdot 10^{-2} = 72,6 \text{ kN}$$

Résistance vis-à-vis de 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.6 : 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 :

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

$$\alpha_b = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{3 \times 18}; \frac{60}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; 1,0 \right\} = 0,56$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,2 \times 0,56 \times 390 \times 16 \times 5}{1,25} = 30,8 \text{ kN}$$



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 (UNSFA) ;
- 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

SEPTEMBRE 2013

RÉNOVATION

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 objectifs fixés dans le Grenelle de l'environnement et aux exigences des réglementations thermiques pour les bâtiments existants. Le développement de l'isolation thermique par l'extérieur (ITE) dans la réhabilitation de bâtiments existants 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 existants 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

