



HAL
open science

Stabilisation de murs en réhabilitation

João Manuel de Almeida

► **To cite this version:**

João Manuel de Almeida. Stabilisation de murs en réhabilitation. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2012. dumas-01234632

HAL Id: dumas-01234632

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01234632>

Submitted on 27 Nov 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

« Stabilisation de murs en réhabilitation »

Mémoire présenté le 09 Juillet 2012
par

João Manuel de Almeida

en vue de l'obtention « Diplôme d'ingénieur CNAM »
Spécialité « Construction-Aménagement-Génie civil »

Jury

Président : M. GUILLEMARD, responsable de la chaire génie-civil et bâtiment

Membres : M. SCHERER, professeur principal, responsable régional de la spécialité génie-civil
J. LEMOINE, professeur CNAM Metz

A. BIZIMANA, ingénieur gérant bureau d'études « Icone » au Luxembourg

Résumé

La stabilisation de murs lors de réhabilitations de bâtiments, prend de plus en plus d'importance dans notre société afin de répondre aux nouvelles exigences, sans toutefois compromettre le patrimoine architectural de nos villes.

Les études préliminaires sont essentielles, afin de comprendre, puis d'analyser, et ensuite de planifier, tous les travaux nécessaires, même ceux avant la stabilisation proprement dite, tel que la réparation des fissures, des fondations..

Il existe plusieurs procédés de stabilisations, intérieurs, extérieurs, ou mixtes, la plupart sont réalisés en structures métalliques (profilés ou tours d'étaie), avec ou sans fondation.

Le dimensionnement des ces structures se fait selon l'eurocode 3, avec les vérifications usuelles, après avoir déterminé l'action variable principale qui est le « Vent »

Pour choisir la structure la mieux adaptée à chaque cas, il est nécessaire de réaliser une étude comparative concernant plusieurs paramètres tels que la rapidité de montage, les impacts sur les travaux du bâtiment, les impacts sur les alentours, l'analyse économique, et la sécurité.

Mots clés : stabilisation, murs, réhabilitation, sécurité, étaie, vent, patrimoine,

Summary

In response to new requirements, stabilising walls during building renovations, without compromising the architectural heritage of our towns, is of ever more importance in our society.

The preliminary studies are essential in order to understand, then to analyse and later to plan all the necessary works, even those works carried out before the stabilisation itself, such as repairing cracks, the foundations, etc.

There are several stabilising procedures – interior, exterior or the two combined. The majority are achieved using metal structures (steel sections and shoring towers), with or without foundations.

The dimensions of these structures are made according to eurocode 3, with the usual verifications, after having determined the principal variable action, the wind.

To choose the best structure for each case, a comparative study is necessary, taking into account several factors such as the speed of the assembly, the impact of the works on the building, the impact on the surroundings, economic considerations and safety.

Keywords : stabilisation, walls, renovations, safety, shoring, wind, heritage

1 Introduction

1.1 Avant propos

1.1.1 La réhabilitation des bâtiments

Le pouvoir reconnu à l'État en matière de protection du patrimoine résulte historiquement de l'héritage reçu, à la Révolution, de la prise en charge des biens de l'Église en 1905.

L'État se dote progressivement d'une administration, de crédits et d'instruments juridiques qui lui permettent d'assumer cette responsabilité ; il définit un ensemble de critères d'appréciation destinés à opérer une sélection et une hiérarchisation des biens à sauvegarder.

Jusque dans les années 1960, la protection du patrimoine est considérée comme une affaire de spécialistes et, est confiée aux historiens de l'art, avant que l'opinion publique ne s'en saisisse et ne manifeste son intérêt à la fois pour un patrimoine de proximité, plus diversifié, et pour un élargissement du champ du patrimoine, au-delà de l'objet ou du bien, à des espaces et des savoirs.

Les lois de décentralisation de 1983, en associant les collectivités locales à la gestion du patrimoine, ont accompagné le mouvement d'ouverture vers la prise en compte de patrimoines locaux, tant matériels qu'immatériels.

Les procédures de classement et d'inscription initiées pour le patrimoine monumental classique (loi de 1913 sur les monuments historiques) et les objets d'art (loi de 1920), les démarches d'inventaire pour le patrimoine sous toutes ses formes fournissent les outils nécessaires au repérage et à la préservation des ensembles bâtis et paysagers répartis sur l'ensemble du territoire.

Une législation abondante, contraignante, voire exceptionnelle par les atteintes qu'elle porte à la propriété privée, est progressivement mise en œuvre et accompagne l'évolution de la notion de patrimoine.

Elle facilite la mise en valeur et la protection du patrimoine avec notamment la création d'un périmètre de servitude (les abords) autour des édifices protégés (loi de 1943), l'instauration de secteurs sauvegardés autour du patrimoine bâti dès 1962, et en 1983, la création de zones de protection du patrimoine architectural et urbain (ZPPAU) et leur extension aux sites naturels et paysages en 1993 (ZPPAUP).

En effet, bien que depuis plusieurs années de nombreux bâtiments ont été complètement démolis pour faire place à de nouveaux, parfois avec une architecture totalement hors du contexte de son cadre urbain, il y a de plus en plus une prise de conscience collective sur la nécessité de la préservation du patrimoine construit.

Par le passé la préservation du patrimoine et l'évolution ont été considérées comme deux choses antagonistes.

Aujourd'hui, en plus d'avoir omis ce problème, la préservation du patrimoine urbain peut également améliorer la vie économique et culturelle de la ville pour le bénéfice de ses résidents.

Le procédé de réhabilitation doit être précédé d'un diagnostic approfondi en ce qui concerne les processus constructifs et les matériaux. Une intervention ponctuelle est préférable. Cependant on rencontre souvent des constructions dans un état de délabrement si avancé que la récupération et la réhabilitation peuvent s'avérer insuffisantes pour résoudre les anomalies accumulées au cours des années. Dans ce cas il faut une intervention plus profonde, qui peut obliger à la démolition partielle du bâtiment en conservant les éléments les plus importants, qui sont généralement les façades. Un ingénieur qui se dédie à la réhabilitation devra avoir un esprit très ouvert tourné vers la conservation de l'existant. Dans ces cas de conservation des bâtiments, il y a lieu de mettre en place des techniques et des méthodes de soutien pour être utilisées dans les bâtiments, principalement pour la conservation du patrimoine architectural de nos villes, en minimisant les coûts et les inconvénients pour les citoyens.

1.1.2 Le Soutènement des murs

La conservation des façades et des pignons d'immeubles anciens, dans une opération de rénovation ou de réhabilitation lourde, pose le problème de la stabilisation des murs qui les constituent et qui sont dans la plupart des cas en pierre de taille. Différents systèmes existent pour assurer la stabilité de la façade aux efforts du vent. Citons notamment :

- le système mixte d'échafaudage-étaieement, formé d'éléments en charpente métallique avec des sections tubulaires en acier.
- le système employant uniquement l'étaieement en ossature de charpente métallique à base de profilés du commerce qui semble le plus utilisé.

Quel que soit le système choisi par l'entreprise, le dimensionnement doit être réalisé suivant les normes en vigueur (eurocode 3), il peut être construit, soit du côté intérieur, soit du côté extérieur à la façade, en fonction des contraintes d'occupation des voiries adjacentes.

La réhabilitation de bâtiments à valeur patrimoniale est un sujet de controverse entre architectes, urbanistes, conservateurs, ce qui soulève des questions éthiques et philosophiques. Alors que certains préconisent le maintien de l'ensemble du bâtiment (si possible), d'autres voient la construction d'un nouveau bâtiment, en préservant les façades et les pignons anciens comme une option réaliste et nécessaire, ainsi la technique de maintien des façades et des pignons est devenue assez courante. Elle s'avère être un bon compromis entre la conservation architecturale et le progrès. Après avoir défini la nécessité d'une intervention dans un bâtiment, l'un des aspects à prendre en compte est son degré de détérioration, qui est très variable selon les situations. Dans la plupart des cas, la dégradation est très élevée, ce qui requiert une intervention en profondeur, en démolissant la plupart des éléments structuraux, en cherchant à préserver les éléments de valeur patrimoniale : comme les façades. En général le soutènement de façades est l'option la plus chère et la plus lente, bien qu'elle puisse fournir de nombreux avantages :

-Lorsque la démolition de certains bâtiments n'est pas autorisée dans son ensemble à cause de son importance, son application peut signifier la récupération de l'édifice.

-La construction d'installations modernes derrière les façades historiques valorise l'immeuble

-Les façades de certains bâtiments sont d'une période particulière ou d'un style architectural de telle sorte qu'elles ne peuvent être démolies.

-Selon les règlements municipaux, en gardant les façades, nous pouvons augmenter le nombre d'étages en créant des caves, ou des parkings souterrains, dans ce cas nous pouvons réorganiser les compartiments, en vérifiant si la façade s'adapte aux nouvelles charges.

On peut donc conclure que le maintien des façades est une pratique qui tend à croître dans notre société, de ce fait on pourrait élaborer un document qui contient les principaux aspects liés à la consolidation des façades, et son soutien plus particulièrement.

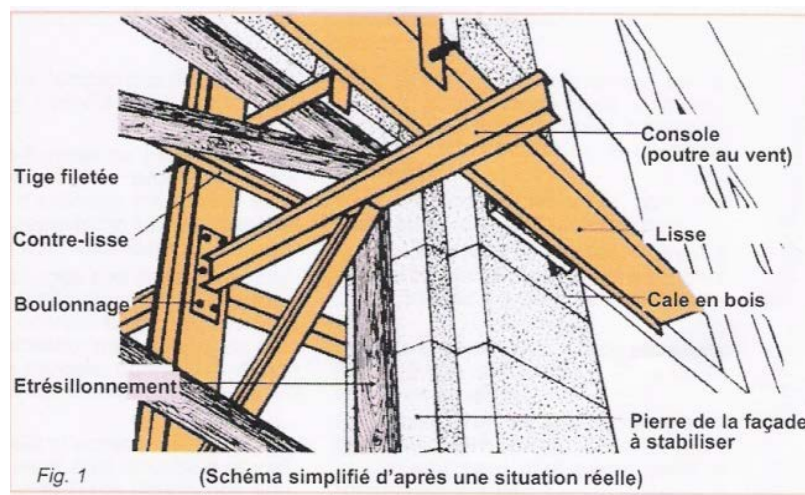


Figure n°1 : Exemple de stabilisation côté intérieur

1.2 Motivations et objectifs

Il ne fait aucun doute qu'aujourd'hui il existe une responsabilisation collective concernant la nécessité de la préservation du patrimoine. Ainsi il devient nécessaire d'approfondir les connaissances techniques sur les diverses questions liées à la conservation et à la réhabilitation de l'immeuble.

Toutefois, il existe un manque d'information et de réglementation dans ce domaine.

Les bâtiments à récupérer sont le plus souvent localisés dans des zones urbaines très denses, difficiles d'accès, où les espaces sont rares, ce qui impose des restrictions sur l'exécution des travaux et sur les méthodes à utiliser.

Ainsi, la reconstruction de bâtiments anciens, en préservant l'un des murs, devient un défi pour les ingénieurs et les architectes, qui tentent à la fois de répondre aux nouveaux besoins de la société d'aujourd'hui, en gardant le caractère original du bâtiment, en contournant les restrictions, et en utilisant les nouveautés technologiques.

Dans ce mémoire, nous avons voulu faire une étude sur les structures temporaires de soutien des murs des bâtiments anciens préservés lors de la démolition.

Pour une meilleure compréhension de ces structures, nous ferons une énumération de leurs caractéristiques, ainsi que le processus de montage en détail, avec tous les aspects qui y sont liés.

L'objectif est également d'établir des principes de calcul, non pas pour procéder à la conception des structures, mais pour avoir une meilleure compréhension et analyse.

Un tableau comparatif peut s'avérer être un outil important pour la prise de décision sur les choix de structure à employer par rapport aux exigences rencontrées.

1.3 Organisation du mémoire

Le présent mémoire est divisé en sept chapitres :

L'introduction, donne un aperçu de la nécessité et des raisons pour lesquelles on applique la stabilisation de murs au cours de la réhabilitation des bâtiments, et ses principaux avantages.

Dans le chapitre 2, nous décrivons les principaux aspects liés au processus de décision. L'assemblage de la structure d'appui à l'extérieur et à l'intérieur. On renforce aussi l'importance des études préliminaires, ainsi que la surveillance constante de l'ensemble du processus.

Le chapitre 3 regroupe les différentes structures de soutien du point de vue des méthodes d'application et des types de structures.

Le quatrième chapitre se réfère aux actions qui agissent sur les systèmes de soutènement et établit les critères pour la vérification de la sécurité. Compte-tenu de l'importance des liaisons entre la structure temporaire et les murs en maçonnerie, ce chapitre décrit aussi le comportement de ces éléments et, forcément, l'estimation des caractéristiques mécaniques des parois à supporter.

Dans le chapitre 5, nous avons réalisé une étude concernant un cas concret d'un chantier d'épingleage à Thionville, à partir des actions, et jusqu'au dimensionnement et à la vérification.

L'objectif du sixième chapitre est de vérifier les calculs du chapitre précédent avec le logiciel de calcul de structures EFFEL.

Enfin nous résumons les idées principales, les conclusions, ainsi que quelques idées pour des recherches futures et pour les aspects qui méritent d'être approfondis.

2. Procédés constructifs

Ce chapitre vise à décrire, en termes généraux, les procédés de la construction d'un nouveau bâtiment tout en gardant les vieux murs. Ce phasage débute avec l'étude initiale jusqu'à la construction du nouveau bâtiment et finalement le démantèlement du système de soutien.

2.1 Études préliminaires

2.1.1 L'importance d'une étude

Avant de commencer tout travail sur la construction, la démolition, la consolidation et le montage du système de soutien, il est nécessaire de planifier plusieurs étapes.

Chaque bâtiment a des caractéristiques et des contraintes différentes, de ce fait les actions à réaliser ne peuvent être systématisées ou paramétrées.

Donc avant de passer à l'action il est nécessaire de faire des études préliminaires, qui vont révéler les particularités de l'immeuble qui le caractérisent.

L'État des lieux des immeubles avoisinants est essentiel, afin d'analyser et enregistrer toutes les informations les concernant. Il est important de faire en sorte que les problèmes recensés soient étrangers à la construction et empêcher que de nouveaux problèmes puissent se poser dans le cadre des nouveaux travaux (démolition et construction).

Ces résultats sont les points de départ pour la conception de la structure de soutien ainsi que pour le processus à suivre et le type de soutien qui convient le mieux.

Seulement après que le bâtiment existant soit compris par rapport à son état, aux charges, et à la relation avec les bâtiments voisins, on peut développer une esquisse de la solution pour les travaux temporaires (structure de soutien), et pour les travaux permanents (démolition et construction de la nouvelle structure), parce qu'ils sont soumis à des restrictions particulières, connues in-situ, après une enquête approfondie.

On peut donc conclure qu'il est nécessaire de connaître en profondeur le bâtiment en question et ses alentours, pour nous permettre de prendre les meilleures décisions sur les interventions et les techniques à adopter pour rendre le procédé de construction plus économique, rapide, fonctionnel et sécurisant.

2.1.2 L'État des lieux

Avant de commencer l'intervention dans un bâtiment et avant même de prendre la décision sur la façon dont le bâtiment sera réhabilité, et quels éléments resteront dans celui-ci, nous devons réaliser l'état des lieux du bâtiment et de ses alentours.

L'état des lieux est destiné à la connaissance de l'immeuble et des alentours. Ce sera le point de départ pour l'analyse des données de conception et de construction (dessins, calculs, matériaux,) ainsi que les changements et interventions ultérieurs et les techniques et méthodes utilisées dans sa construction. Ces données peuvent être obtenues par les propriétaires, les architectes, les ingénieurs, les villes.

La collecte d'informations devrait également inclure une connaissance des contraintes du patrimoine historique si cela est le cas.

Après l'état des lieux, on peut poursuivre avec une minutieuse inspection visuelle qui permet une compréhension globale de la structure et une analyse des divers aspects tel que :

- La géométrie du bâtiment.
- Le système de fondation.
- L'état de conservation des divers éléments qui le composent.
- Les matériaux qui le composent.
- L'existence de bâtiments voisins, l'état de conservation de ces derniers et leur relation avec l'étude du dit bâtiment.
- L'environnement.
- Les actions et les charges.

Cette inspection peut être complétée par une série d'essais qui peuvent nous fournir des données sur :

- La caractérisation géotechnique des sols.
- Le niveau de dégradation de l'immeuble.
- Les caractéristiques des matériaux.
- La capacité des charges.

Le résultat de l'état des lieux, de l'inspection visuelle ainsi que des essais précédents, sont très importants, car ils permettent de prendre certaines décisions comme :

- La technique de construction.
- La structure de soutènement la plus adaptée.
- La méthode de démolition la plus appropriée.
- Le phasage.

Ainsi, nous sommes en mesure d'atteindre une planification détaillée de toutes les interventions en toute sécurité pour atteindre la solution la plus efficace ou la plus avantageuse.

2.1.3 Planning

Les études préliminaires concernant la planification doivent être revues selon les conclusions de l'inspection initiale. La planification doit être très détaillée afin d'éviter des surprises désagréables et de rendre tout le processus aussi efficace que possible.

L'élaboration d'un projet de soutien de façade contient plusieurs étapes qui sont étroitement liées, ce qui implique souvent une approche simultanée. Elles ont toutes leur importance dans le processus.

Lors de la planification, il faudra prendre en considérations les accès, la sécurité, et la localisation.

- Délimitation de la zone affectée par les travaux.
- La zone des travaux fera l'objet d'une étude en matière d'accessibilité, afin d'établir un plan de circulation qui ne compromettra pas l'accès pour les véhicules et les piétons.
- Dans le cas où il existe l'autorisation de bloquer les trottoirs ou des parties de routes, des voies alternatives doivent être mises en place conformément à la législation en vigueur.
- Un plan de sécurité qui englobe l'ensemble des informations relatives aux procédures de prévention à mettre en place.

2.2 Interventions préliminaires

Les bâtiments anciens sont généralement des immeubles avec des murs en pierres de taille liées entre elles avec du mortier (de la chaux ou du sable...), d'où une cohésion et une résistance faibles.

En général, avant et pendant la démolition, il est nécessaire d'effectuer une consolidation, ou un renforcement des éléments structuraux, qui devront être préservés pour maintenir les murs que l'on veut stabiliser. Cette procédure vise à stabiliser de possibles fissures, voire à protéger les murs d'effondrement, ce qui pourrait survenir avec les compressions et décompressions, les vibrations et les impacts de la démolition et de la nouvelle construction.

L'état de conservation de ces éléments déterminera le niveau d'intervention. Plus le nombre de fissures est important, plus les éléments sont dégradés, plus le processus est long et sera exigeant, toujours en respectant l'identité des constructions. Cependant, même si ces anomalies ne sont pas identifiées, il est souhaitable de consolider certaines parties de l'immeuble, pour une simple question de sécurité.

2.2.1 Consolidation de murs en pierres

Généralement, la consolidation se fait par l'intérieur, par zones particulières, ou sur toute la surface de la façade. Le procédé de consolidation est destiné à corriger ou à prévenir l'apparition d'anomalies, afin de donner une cohérence et résistance plus grandes, à l'aide de certaines techniques telles que le remplissage des vides, le clouage et le gunitage.

Les interventions doivent être planifiées et suivre une méthodologie qui permet de comprendre les anomalies afin de les éliminer et de décider la technique à adopter, pour qu'elle soit compatible et plus efficace. Afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie, elles se feront en plusieurs étapes :

- Étude de l'évolution historique et recueil des données et des informations importantes.
- Diagnostic : identification des causes des anomalies et évaluation de la sécurité structurelle.
- Le choix et l'application des techniques de consolidation.
- Le contrôle et le suivi de l'efficacité de l'intervention.

Avant de procéder à la consolidation de la maçonnerie, il est nécessaire de faire très attention aux matériaux. Les matériaux actuellement utilisés sont différents de ceux utilisés à l'époque, de ce fait, il faut faire un effort pour utiliser des matériaux ayant des caractéristiques similaires pour ne pas provoquer l'apparition de nouvelles anomalies en raison d'incompatibilité physique, mécanique ou chimique.

2.2.1.1 Revêtement de surface

Cette technique débute par l'enlèvement des pierres détachées, suivi d'un lavage afin d'éliminer toutes les substances qui peuvent entraver la bonne connexion entre les matériaux. Ensuite on projette un coulis de ciment d'une certaine épaisseur, qui peut être renforcé par un treillis ou des fibres.

Le coulis de ciment peut être appliqué de façon traditionnelle ou à l'aide d'une pompe.

Les bétons projetés sont appliqués sur une paroi à l'aide d'une lance sous l'impulsion d'un jet d'air comprimé. Il existe deux techniques de projection:

- Projection par voie humide : le mélange granulats + ciment + eau est malaxé à la centrale. Il est ensuite pompé le long d'une tuyauterie jusqu'à la lance de projection. La projection est assurée par de l'air comprimé éventuellement associé à des adjuvants liquides qui garantissent le raidissement sur le support.
- Projection par voie sèche : le mélange sec (granulats, ciment et adjuvants) est fabriqué à la centrale. Sur le chantier, il est propulsé par de l'air comprimé le long d'une tuyauterie vers la lance de projection. L'eau arrive à la lance en quantité nécessaire et réglable pour assurer l'humidification du mélange juste au moment de la projection sur la paroi.



Figure n° 2 : Béton projeté

2.2.1.2 Remplissage des vides

Le remplissage des vides, comme des fissures, crevasses, espaces vides, sont remplis avec des injections de coulis de ciment, ce qui permet d'améliorer les propriétés mécaniques des murs et en conséquence d'en augmenter la cohésion et la densité.

L'injection consiste à mettre en place des coulis (ciments hydrauliques, résines organiques), dans des trous préalablement effectués et idéalement distribués, pour remplir les vides et les fissures intérieurs. Vous pouvez également profiter des fissures ou des trous existants pour y insérer un tube flexible. Après l'introduction du tube scellé, le matériau est injecté jusqu'à ce que la prise soit faite. La granulométrie du coulis est dépendante de la taille des fissures ou des vides. Bien que généralement on utilise un liant avec de l'eau sans sable, si les fissures et les trous sont grands, il est préférable d'utiliser du mortier ou du béton d'une consistance relativement fluide.

Avant de réaliser les injections, on doit obligatoirement tester plusieurs procédures expérimentales, in-situ et en laboratoire, afin de déterminer le coulis à appliquer et le processus d'injection qui devra être choisi :

- L'injection sous pression : cette technique est utilisée dans la maçonnerie, plus ou moins dégradée, à condition qu'elle ait la capacité de supporter la pression à appliquer. La pression doit être contrôlée, car s'il elle est trop élevée, on peut détruire la structure interne de la maçonnerie, d'autre part si elle trop faible, elle ne pénètre pas idéalement dans les vides. Le coulis doit être injecté par le bas puis par le centre, en s'assurant que le mur est comblé sur toute sa longueur, pour éviter les déséquilibres qui pourraient affecter sa stabilité structurelle.

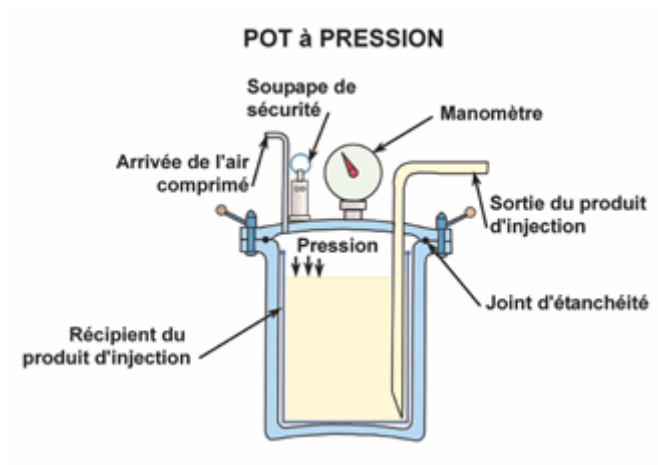


Figure n° 3 : Pot à pression pour injection de fissures

- L'injection par gravité est appliquée dans les murs très dégradés, et exécutée soit par des tubes intégrés dans les fissures ou les cavités des murs, soit par l'utilisation de seringues. Les produits doivent être relativement fluides afin de permettre une injection contrôlée, et non-rétractable, pour éviter de perdre leurs caractéristiques au fil des ans.

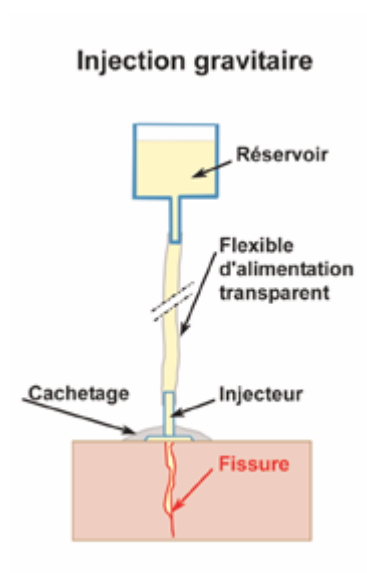


Figure n° 4 : Injection gravitaire

Dans des structures plus anciennes, les mélanges organiques, non cimentaires, tels que la chaux hydraulique, devraient être préférés pour des raisons de comptabilité avec le mortier existant.

2.2.1.3 Clouage

Le clouage est utilisé comme un complément à d'autres techniques et consiste à appliquer des tiges d'acier dans des trous préalablement ouverts de petit diamètre, et qui seront ensuite scellés. Le scellement peut être réalisé avec des produits chimiques ou avec un coulis approprié, ce qui permettra un ancrage mécanique, soit à l'extérieur, soit à l'intérieur soit dans les deux cas.

Le clouage est une solution mécanique conçue pour produire ou renforcer le lien entre deux ou plusieurs parties pour qu'elles commencent à fonctionner comme une seule.

Selon les exigences désirées on peut utiliser les clouages suivants :

- Le clouage généralisé est utilisé pour renforcer les maçonneries, pour améliorer leurs caractéristiques mécaniques, efforts de traction, cisaillement, mais aussi pour améliorer leur résistance à la compression.



Figure n° 5 : Boulons d'ancrages pour clouage

- Le clouage en croix est disposé transversalement à la paroi qui est équipée d'ancrages aux extrémités pour le confinement transversal des murs.
- Le clouage de couture, améliore la connexion entre les murs orthogonaux.
- Le clouage long améliore l'intégrité globale de la structure renforçant la liaison entre les murs parallèles.



Figure n° 6 : Renforcement par tirants d'un bâtiment dans les Hautes Alpes

Il existe une autre solution, le cerclage qui consiste en la mise en place de plaques (en métal ou matériaux composites) liées par des tirants qui sont appliqués à l'extérieur du bâtiment au niveau des dalles, améliorant les connexions mur plancher et la partie supérieure des murs.



Figure n° 7 : Tirants d'enserrement en Région Parisienne

2.2.2 Renforcement des baies

Le renforcement des ouvertures, des fenêtres, et des portes est presque toujours indispensable, quel que soit le type de structure de soutien destiné à être utilisé. Dans des zones périphériques, il existe une grande concentration de contraintes, ce qui entraîne généralement l'apparition de fissures. De plus si la façade a beaucoup de baies, elle devient un élément de faible rigidité, déformable, et donc assez instable.

Ainsi au vue des deux objectifs suivants (éviter l'apparition de nouvelles fissures et augmenter la rigidité de la façade) on peut utiliser l'un des procédés suivants :

- Fermeture des baies avec des agglomérés
- Renfort avec des profilés métalliques
- Bastaings en bois

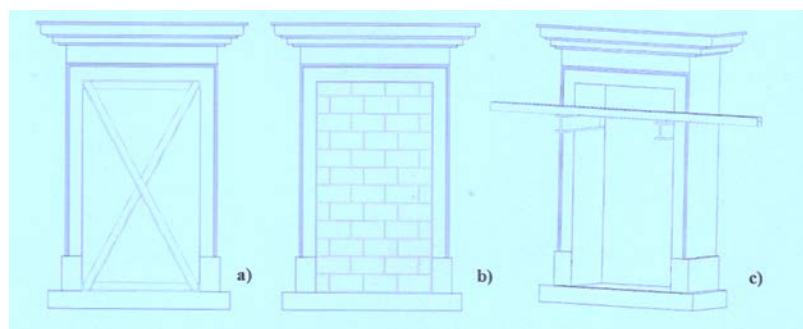


Figure n° 8 : Renforcement de baies a) profilés métalliques b) agglomérés c) liaison à la structure de stabilisation de façade.

Lorsqu'on décide la fermeture avec des profilés métalliques, il est courant de le faire en les liaisonnant à la structure de soutien intérieure ou extérieure.

2.3 Systèmes de vérification et de contrôle

Les éléments à préserver dans un bâtiment à démolir sont assujettis à plusieurs sollicitations, durant les travaux de montage de la structure de soutènement, de la démolition d'une partie du bâtiment, du terrassement et de la construction du nouveau bâtiment.

Il est impossible de prévoir l'apparition des petites fissures, les déplacements et les tassements différentiels. Donc le nouveau bâtiment ainsi que les bâtiments voisins doivent être constamment surveillés pour connaître leur comportement dans le temps, à savoir, l'état de déformation, les fissures, afin de détecter à l'avance les anomalies pour ne pas entraîner des dommages irréparables et même des accidents.

Ce suivi est matérialisé par l'utilisation d'instruments tels que règles, stations totales, et cibles placées à des points stratégiques de la structure, tels que fissuromètres électriques afin de mesurer les déplacements verticaux et horizontaux. Sur les façades, on vérifie les déplacements verticaux au niveau de la rue, et les déplacements horizontaux à deux niveaux : au sommet de la façade et aux points intermédiaires, pour évaluer la verticalité de celle-ci. Les lectures sont organisées à intervalles réguliers.



Figure n° 9 : Corde vibrante



Figure n° 10 : Fissuromètre témoin

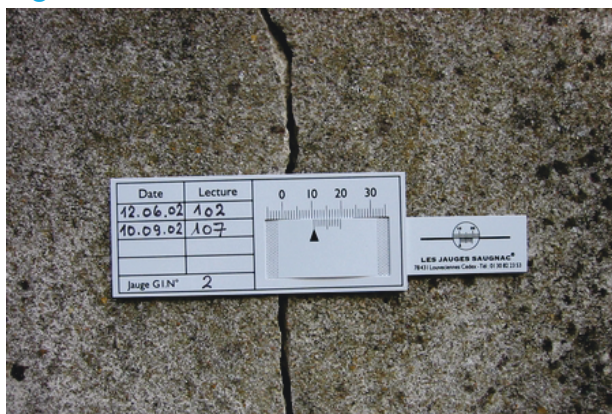


Figure n° 11 : Jauge Sagnac



Figure n° 12 : Fissuromètre digital

2.4 Montage des systèmes de support

Le montage du système de soutien des murs peut être la première étape de l'exécution proprement dite des travaux, avant toute démolition, ou par étapes avec la démolition. Comme on le verra en détail, ce choix découlera du lieu de travail, des conditions de travail, de l'espace disponible et donc de la méthode de soutènement. En général la structure est assemblée par l'extérieur avant la démolition.



Figure n° 13 : Liaisons des structures a) soudées b) boulonnées

Généralement, l'assemblage de la structure commence par l'exécution des fondations, l'étape suivante est la liaison des profilés aux murs à retenir. Ensuite on réalise l'assemblage de la structure à partir des fondations, de bas en haut en faisant des liaisons entre les profilés attachés aux murs et la structure principale. L'assemblage de la structure et la connexion aux murs se fait par étapes. S'il n'y a pas de fondation, lorsqu'on opte pour des caissons, la mise en place se fait de haut en bas au fur et à mesure de la démolition.

Les liaisons entre les éléments de la structure peuvent être soudées ou boulonnées, ces dernières ayant l'avantage d'être plus facilement réutilisables et aussi plus faciles à exécuter sur le site. Pour réaliser des soudures de qualité, on doit avoir des conditions in-situ irréprochables tels que plates-formes, équipements spéciaux pour les travailleurs, ce qui rend ce travail plus long et plus difficile.

Les liaisons entre les profilés intérieurs et extérieurs des façades sont à matérialiser par des tiges et des profilés. Généralement ces éléments sont liaisonnés au niveau des portes et des fenêtres. Si les baies n'existent pas ou sont remplies avec de la maçonnerie, on réalise des ouvertures pour les mettre en place.

2.5 Liaisons des systèmes aux murs

La structure d'appui n'est généralement pas directement fixée aux façades à retenir. Elle doit se connecter à un autre mécanisme de répartition des charges (profilés), qui à leur tour, se lient à des murs. Il est intéressant de savoir comment se lient ces éléments entre eux.

Il existe deux différentes façons de faire les connexions :

- Liaison directe
- Liaison indirecte

Quelque soit le type de connexion utilisé, il est essentiel que ces points de liaison soient bien dimensionnés, de manière qu'ils résistent aux efforts auxquels ils vont être soumis.

Comme nous le verrons plus tard, une connexion indirecte est préférable à une connexion directe. Toutefois ce choix peut être conditionné par l'architecture du mur. Par conséquent, il est très courant d'utiliser les deux types de connexions, dans la même façade.

2.5.1 Liaison directe

Comme son nom l'indique, cette technique consiste à relier directement au mur à soutenir des éléments métalliques comme les tiges, les boulons et les chevilles, qui transpercent les murs totalement ou partiellement. Ils sont fixés dans les ouvertures réalisées à l'avance, et scellés à posteriori avec un coulis de scellement. C'est donc une méthode destructive du fait des ouvertures. Les liaisons doivent être soigneusement pensées et bien exécutées, et également méticuleusement retirées. Elles doivent être dimensionnées en fonction de la capacité portante du mur et des actions auxquelles elles vont être soumises.

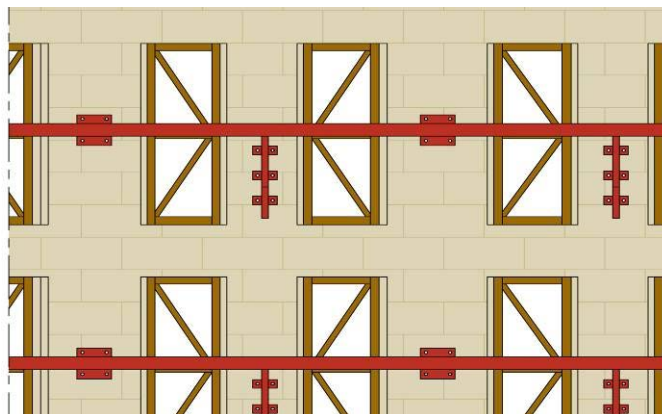


Figure n° 14 : Liaison directe

2.5.2 Liaison indirecte

Le maintien de façades en l'état est généralement imposé pour des raisons patrimoniales. Le classement de tout ou d'une partie d'une façade historique impose immédiatement des contraintes drastiques de gestion du chantier. L'endommagement accidentel d'une façade classée peut engendrer des incidences juridiques et financières lourdes pour le maître d'ouvrage et/ou l'entreprise. La liaison temporaire entre la façade conservée, généralement en maçonnerie de briques ou de moellons souvent pourvus d'éléments architectoniques sculptés et sa structure de maintien doit être réalisée avec soin afin de ne pas dégrader ses modénatures. Pour ce faire, des calles de fretage en bois, parfois complétées par des matériaux plus souples, sont utilisées pour ne pas abîmer les modénatures.

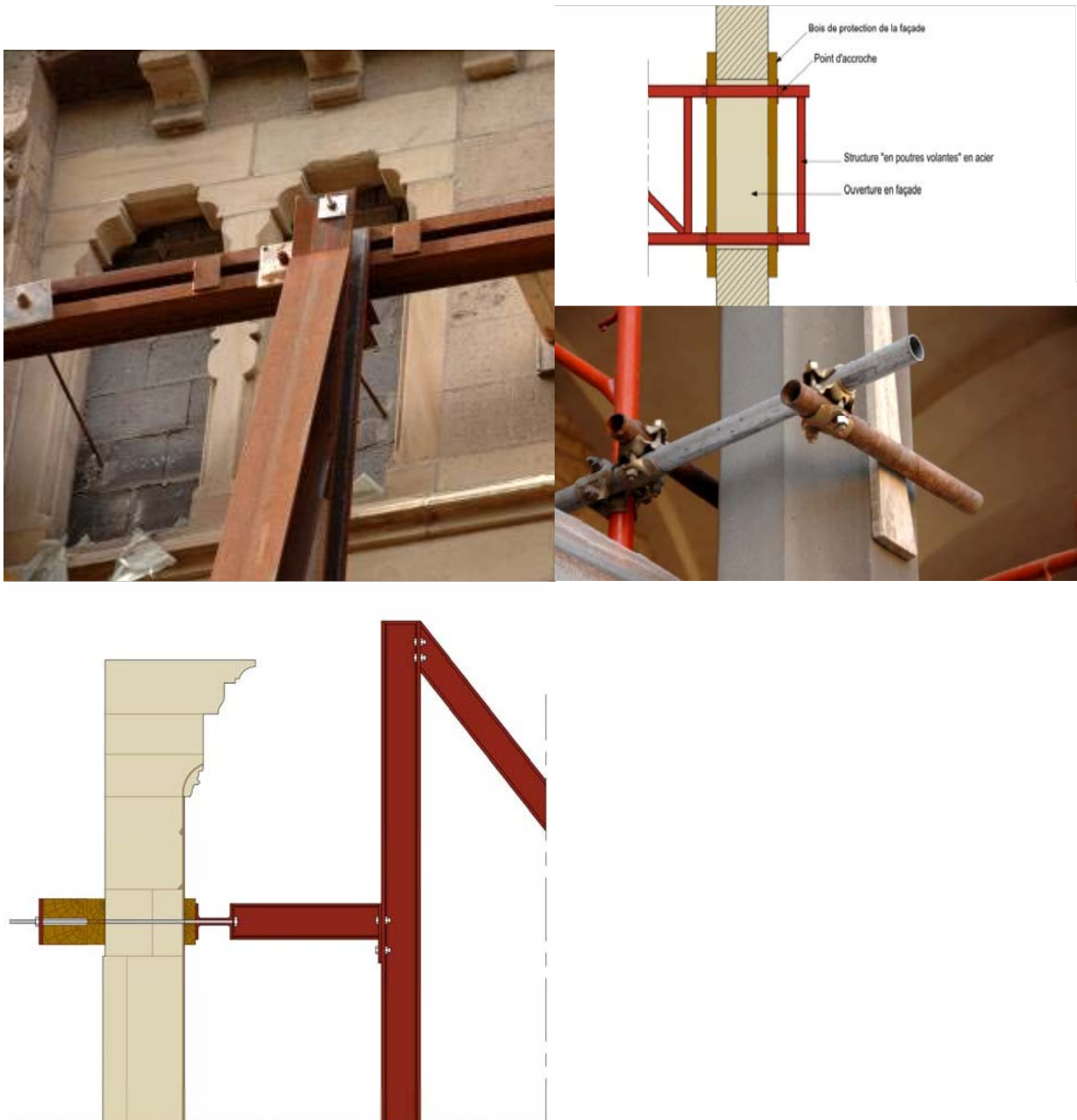


Figure n° 15 : Liaisons indirectes

2.6 Démolition

Comme on peut le voir après le travail préliminaire et le choix de la structure d'assemblage de soutien de façade, commence la démolition partielle du bâtiment. Dans d'autres cas (caissons), la démolition est faite parallèlement à la mise en place de la structure de soutien. Le bâtiment à réhabiliter est généralement en ville. Ainsi, au-delà des limites concernant l'espace, le bruit et la poussière, il y a une grande préoccupation à ne pas causer de fortes vibrations que se soit pour la structure à préserver, ou pour les bâtiments adjacents. En conséquence on utilise des engins (pelleteuse avec des outils appropriés) adéquats ou on réalise des démolitions manuelles avec des échafaudages, ou des nacelles. Dans le cas d'un bâtiment isolé, on pourra utiliser des équipements plus puissants sans préjudice de la partie à conserver. Avant le début de la démolition proprement dite, il est nécessaire de faire les débranchements de tous les réseaux (eau, gaz, électricité, postes, antenne), et d'ôter les éléments étrangers à la structure (portes, fenêtres, appareils sanitaires et de chauffage, gouttières, descente d'eau). Les éléments sont démolis dans le sens inverse de la construction.

2.7 Fondation

Les fondations des anciens bâtiments à réhabiliter sont souvent en mauvais état et instables, donc sensibles aux changements qui seront introduits. Par conséquent elles demandent une prudence accrue par rapport aux différentes interventions.

Parfois, il n'est pas nécessaire de réparer les fondations. Cependant, il est essentiel que la construction de la nouvelle structure n'affecte pas la stabilité des éléments anciens à préserver. Toutefois il faudra être rigoureux dans la conception des nouvelles fondations. Les travaux de terrassement et de démolition exigent que l'on procède à la réparation des fondations ou à leur prolongement quand on terrasse à un niveau plus profond.

Deux méthodes sont couramment utilisées, décrites ci-dessous :

- Reprises en sous-œuvre.
- Soutènement périphérique.

2.7.1 Reprises en sous-œuvre

L'exécution des reprises en sous-œuvre des anciennes fondations est relativement fréquente pour les raisons suivantes :

- Les fondations sont dégradées ou sont insuffisantes.
- Les anciennes fondations ne sont pas préparées pour recevoir de nouvelles charges dues au nouveau bâtiment.
- Des fouilles doivent être faites aux abords des fondations.
- Les fondations des bâtiments adjacents sont sensibles à la nouvelle construction parce qu'elles sont faibles ou parce que l'on veut terrasser à proximité de celles-ci.

Les reprises en sous-œuvre peuvent être appliquées sur les fondations du bâtiment ancien à préserver ainsi que sur celles des bâtiments à proximité, et vise à renforcer ces structures pour

transmettre les charges verticales reçues à un niveau inférieur, en minimisant les problèmes de déplacements, de tassements différentiels, et d'autres fissures.

Les reprises en sous-œuvre ne peuvent être exécutées qu'après la démolition, sauf si elles sont effectuées à l'extérieur ce qui serait préférable, mais ce qui est rarement possible en raison de l'intégration dans le tissu urbain. Elle doit être faite avant le terrassement.

Les reprises en sous-œuvre peuvent être réalisées de différentes manières : parois (par tronçons), piliers, puits, micropieux ou une solution mixte. Le choix de la technique à utiliser doit résulter d'une étude préliminaire dans laquelle on distingue l'analyse des caractéristiques géotechniques du sol et la reconnaissance de l'état de conservation, de la géométrie et des dimensions des fondations existantes.

Les piliers ou les puits peuvent être utilisés pour des grandes profondeurs, et passent par un processus constructif un peu différent : Le terrassement se fait au fur et à mesure par phases de 1m de largeur, ainsi que le coffrage et le bétonnage.

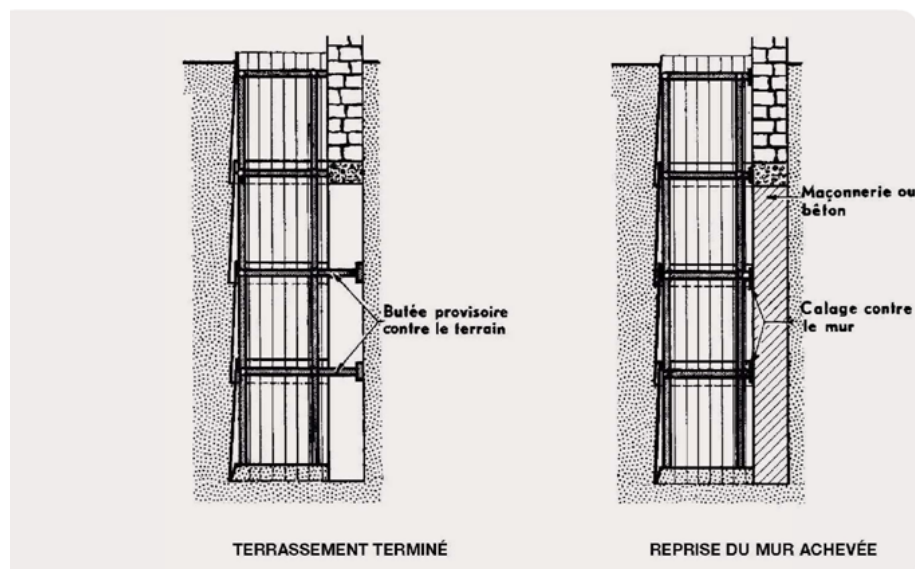


Figure n° 16 : Procédé classique de reprise en sous œuvre par puits alternés

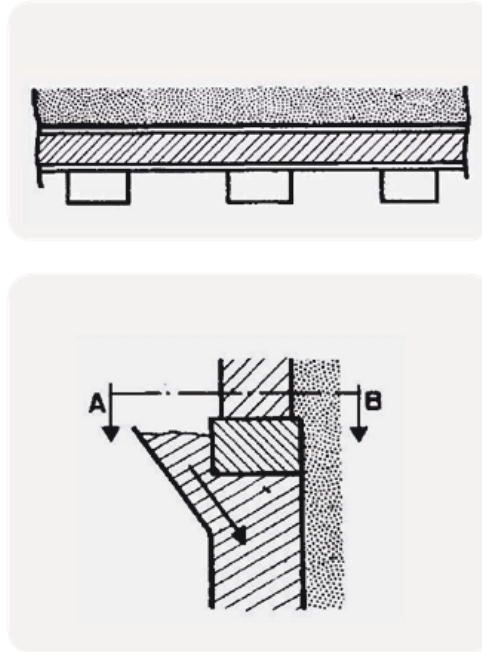


Figure n° 17 : Bétonnage reprise en sous-œuvre

Les micropieux sont aussi largement appliqués dans le renforcement et la réparation des fondations. Ce sont des éléments de grand élancement, possédant une haute capacité de charge (500 KN pour diam 140 mm), qui transmettent les charges au sol, principalement par frottement latéral mais aussi par la pointe. Ces micropieux ont un petit diamètre (de 8 à 40 cm, le plus souvent entre 10 et 20 cm), et sont exécutés in-situ. Au-dessus des micropieux on réalise une poutre de liaison avec les anciennes fondations.



Figure n° 18 : Renforcement de fondation avec micropieux

Pour des profondeurs plus faibles, les parois sont les solutions les plus économiques. Cette solution et celle des micropieux ont différents avantages et inconvénients.

	Avantages	Inconvénients
Piliers Parois	<ul style="list-style-type: none"> • Vitesse d'exécution. • Peu de bruit / vibrations. • Inspection visuelle des sols. • Remplacent plusieurs pieux. • Capacité de charge élevée. • Faible pourcentage d'armatures • Poutre non nécessaire. 	<ul style="list-style-type: none"> • Hauteur max de 3 m. • Possibilité de glissement de terrain à l'intérieur de l'excavation. • Grands mouvements de terrain. • Tassements possibles des bâtiments voisins. • Exigent des conditions météorologiques favorables. • Risque accru de la sécurité car procédé manuel (vie humaine).
Micropieux	<ul style="list-style-type: none"> • De petit diamètre. • Capacité de charge élevée même dans des sols en mauvais état ou imperméables. • Longueurs variables jusqu'à 15 m. • Dans n'importe quelle direction entre 0 et 90 °. • Applicables dans n'importe quel type de sol. • Fonctionnent en traction et compression. • Excellent contrôle des tassements. • Matériel de forage de faible puissance. • Fonctionnent dans des espaces restreints. • Peu de vibrations et de bruit. • Une perturbation minimale sur le terrain • Rapidité et facilité de mise en œuvre. • Possibilité d'une vérification adéquate • Terrassement inutile (dans le cas où il n'y a pas de cave). 	<ul style="list-style-type: none"> • Capacité réduite à transmettre les charges à la pointe • Limitent le flambage (grand élancement) dans les sols avec des zones creuses ou avec des vides. • La nécessité pour les entreprises d'avoir des équipements et une main d'œuvre spécialisée.

Tableau I : Différents types de reprises en sous-œuvre

Parfois, il est difficile de placer l'équipement de forage pour installer les micropieux dans l'aplomb des fondations. Lorsque c'est le cas, on réalise les micropieux le plus près possible, et ensuite une poutre de répartition qui se lie à la fondation existante.

Il y a un autre aspect très important pour la préservation des fondations, quand il est nécessaire de terrasser pour la réalisation de caves, il faudra renforcer les fondations avec un soutènement périphérique.

2.7.2 Soutènement périphérique

La réalisation de terrassement pour la construction de sous-sols, dans un immeuble en réhabilitation, est presque inévitable, vu la flambée des prix des terrains constructibles, le manque d'espace, et l'exigence de parking.

Ainsi, en plus de renforcer les fondations de la vieille bâtisse, il est également nécessaire d'effectuer un soutènement périphérique, pour ensuite simultanément faire le terrassement pour les sous-sols.

Il existe plusieurs types de soutènements périphériques, nous en présenterons les avantages et inconvénients les plus importants.

	Avantages	Inconvénients
Rideaux de pieux	<ul style="list-style-type: none"> • Peut atteindre des grandes profondeurs. • Peut dispenser l'utilisation de bentonite si le sol est cohérent. • Pas de vibrations importantes associées au processus de mise en œuvre (excepté tarière). • Large gamme de diamètres disponibles. 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilité de blocage dans les sols mous ou lâches. • Difficulté d'assurer la verticalité des pieux. • L'eau peut entraîner des problèmes avant la prise du béton. • Besoin de matériel et de main d'œuvre spécialisés.
Parois Moulées	<ul style="list-style-type: none"> • Méthode utilisée dans presque tous les contextes même avec un niveau de nappe phréatique élevée et ou des sols incompatibles. • Peut atteindre de grandes profondeurs. • Assure une bonne étanchéité. • Permet une grande souplesse de programmation des travaux, grâce aux panneaux de coffrages. 	<ul style="list-style-type: none"> • En terrains durs l'exécution est plus difficile et conduit à un rendement faible. • Besoin d'équipements et de main d'œuvre spécialisés. • Exige un grand espace pour l'implantation de la méthode. • Solution relativement coûteuse à cause de la bentonite (fabrication, récupération et recyclage) • Utilisation d'ancrages en phase provisoire.

Munich ou Parisienne	<ul style="list-style-type: none"> • Économie (si les ancrages sont placés par étaielement). • Permet la mise en place simultanée du soutènement et du terrassement. • Ne nécessite pas beaucoup d'espace. • Personnel pas nécessairement très spécialisé. • Fournit une finition très acceptable. 	<ul style="list-style-type: none"> • Assez lent, et avec faible rendement. • Mauvaise résistance à l'eau, ne garantit pas l'imperméabilisation. • Exige un terrain avec une certaine cohérence. • Battage des profilés pouvant engendrer des vibrations indésirables.
Berlinoise	<ul style="list-style-type: none"> • Économie, surtout en soutènement provisoire • Facile à manipuler et à construire avec des bons rendements. • Permet la mise en place simultanée du soutènement et du terrassement. • Ne nécessite pas beaucoup de place. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mauvaise performance par rapport à l'eau • Exige un terrain d'une certaine cohérence. • Relativement limité en terme de profondeur. • Battage et forage des profilés pouvant produire des vibrations indésirables.

Tableau II : Différents types de soutènement périphérique

La solution adaptée pour le soutènement de terres en dessous du niveau des fondations, devra être choisie, après une étude préliminaire des caractéristiques des sols, du niveau de la nappe phréatique, des caractéristiques de l'immeuble et de ses environs et enfin de la hauteur du terrassement.

Il existe des techniques qui sont appliquées avant le terrassement : rideaux de pieux, parois-moulées. D'autres sont réalisées en alternance avec le terrassement : parisiennes, berlinoises, dans le cas où l'on veut un soutènement définitif ou provisoire.

Avant toute fouille, il est nécessaire d'assurer la stabilité des murs de façades. Cette stabilité, avant la démolition, est garantie par le système de support extérieur, ou dans le cas d'étagage intérieur, par des caissons, dans ce cas les travaux à l'intérieur seront beaucoup plus difficiles.

2.7.3 Fondation des supports de façades

Les fondations des structures de support peuvent être réalisées de différentes manières, en fonction des éléments à préserver, du bâtiment, du type de structure et de ses caractéristiques particulières (hauteur, longueur, distance entre appuis, type de sol).

En général les efforts sont transmis de la structure au sol par les fondations, isolées ou reliées entre elles par une poutre. Ces fondations peuvent être ou pas assises sur des pieux ou des micropieux, selon les caractéristiques de la fondation du sol et les sollicitations qui lui sont transmises. Les fondations peuvent être isolées, continues, ou reliées par une poutre, on choisit la meilleure solution du point de vue structurel, économique et social, afin qu'elle ne se gêne pas les piétons, et ou les véhicules le cas échéant.

2.8 Réalisation d'une nouvelle structure

Dans la réhabilitation des bâtiments anciens avec la préservation de certains murs, il doit y avoir une compatibilité entre la nouvelle structure et l'ancienne, pour qu'il y ait une meilleure utilisation possible de la construction en termes de valeur architecturale et d'espace utile sans compromettre les utilisations futures de l'immeuble et sa fonctionnalité.

Lorsqu'on met en œuvre une nouvelle structure, deux cas sont possibles :

- L'élément à préserver a une fonction structurelle.
- L'élément à préserver n'a qu'une fonction architecturale.

Dans le premier cas, il est généralement nécessaire de consolider les éléments techniques mentionnés dans les chapitres précédents, et de renforcer davantage la structure parce que les charges qui lui seront appliquées sont plus élevées que celles qui existaient dans l'ancienne structure.

Dans le second cas, ces éléments ne fonctionnant pas comme résistants, on doit s'assurer que la nouvelle structure les appuie, et ne leur transmet pas de charges.

2.9 Liaison à la nouvelle structure

Un des problèmes à résoudre lors de la reconstruction d'un bâtiment à préserver est de trouver le moyen de le connecter de façon permanente à la nouvelle structure de soutien. La solution sera de réaliser une fixation mécanique qui doit satisfaire aux exigences suivantes :

- Retenir l'élément, l'empêchant de se déplacer indépendamment de la structure.
- Ne pas transmettre les charges de la nouvelle structure à moins que ce soit un élément structurel.
- Être capable de s'adapter aux petits déplacements différentiels entre la nouvelle et la vieille structure sans dommages pour l'une et l'autre.

On utilise couramment une fixation à l'intérieur du mur, en insérant des tiges d'acier, scellées avec un coulis de ciment, de mortier, ou des résines, en laissant une partie

à l'extérieur, où la nouvelle structure ira se fixer. La connexion entre l'ancienne et la nouvelle structure peut être faite de plusieurs manières, il faudra vérifier si les tassements entre les différents murs sont acceptables, sinon il faudra mettre en place entre les murs des éléments en néoprène...

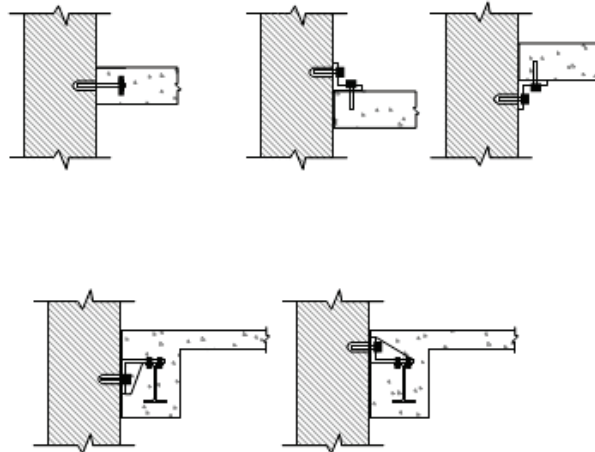


Figure n° 19 : Liaison entre la nouvelle et l'ancienne structure

2.10 Démontage

Après l'achèvement de la construction du nouveau bâtiment et sa connexion aux murs anciens, la structure utilisée pour soutenir la façade peut être enlevée. Ce démantèlement de la structure doit être fait soigneusement et par ordre inverse au montage, de manière à ne pas provoquer de dommages au mur qu'elle a soutenu.

Les structures montées à l'extérieur, sont plus faciles à démonter, en raison de l'espace disponible. Ces systèmes ont l'avantage de pouvoir être réutilisés dans des travaux similaires, après certaines modifications ainsi que les épinglages.

D'autre part les structures assemblées sont démontées pièce par pièce à l'intérieur de tel sorte qu'on puisse les enlever par les baies, ce qui leur laisse peu de chance d'être réutilisées avec des fonctions identiques. Les caissons sont démontés au fur et à mesure de la construction par phases.

Les structures boulonnées, comme elles sont plus faciles à assembler, sont aussi plus faciles à démonter. Parfois il n'est pas nécessaire de desserrer tous les boulons en faisant un démontage par éléments qui seront prêts pour le prochain assemblage. Lorsque l'ensemble de la structure est soudée, on devra couper les profilés en essayant de garder des longueurs pour une possible réutilisation. Comme les structures de soutien sont provisoires, lors du choix de la structure à utiliser, on doit prendre en compte les conséquences du démantèlement.

3 Classification

3.1 Préambule

L'acier joue un rôle prépondérant dans la maîtrise et le soutien des éléments de construction structuraux dans les phases transitoires des projets de réhabilitation. Il y a plusieurs techniques de maintien des structures qui sont succinctement présentées dans ce chapitre. Le choix de la technique de soutien dépend en premier lieu du matériau et de la structure à consolider. Il est également influencé par la topologie de l'ouvrage et par sa situation dans le tissu urbain. Dans tous les cas, la mise en place de ces structures ne doit gêner ni les travaux préliminaires ni l'exécution de fondations complémentaires. Les opérations de réhabilitations majeures débutent par une phase de maintien des parties de l'ouvrage à conserver. La maîtrise absolue de cette étape essentielle évite les accidents graves tels que les effondrements durant le chantier et elle garantit leur pérennité dans le nouvel ensemble rénové. Le cas récurrent de cette pratique consiste à garder uniquement les façades d'un bâtiment pour reconstruire à l'intérieur les structures et les planchers. Après avoir neutralisé les ouvertures (cadres robustes ou maçonnerie), on procède à la mise en place de chevalets en acier d'une rigidité suffisante. Ils sont stabilisés soit par des masses inertes, soit solidement fondés. Ces structures triangulées, sont posées verticalement pour obtenir un maximum de rigidité et complétées par des poutres horizontales faites de profilés assemblés deux à deux par des barrettes soudées. La façade à soutenir est fixée aux poutres par des tiges filetées placées à intervalles réguliers.

La diversité des structures de soutien des murs est assez vaste. Chaque cas a ses limites, ce qui nécessite un traitement spécifique. Ainsi il n'est pas simple de classer les différents types de solution qui peuvent être utilisés.

En ce qui concerne cette classification, il existe deux positions :

- La première concerne la position de la structure de soutien par rapport au mur à préserver en faisant une différence entre structure intérieure, extérieure, ou mixte.
- La deuxième concerne le type de structure : caissons, portique, console,...

Peu importe la méthode et le type de structure utilisés, il est essentiel que cette structure soit installée avant la démolition. Elle doit être l'appui nécessaire pour la façade à préserver, jusqu'à ce qu'elle soit démontée.

3.2 Méthodes de support de murs

En général le soutènement de façade extérieure est réalisé avec des portiques, des consoles, ou des étauçons, tandis que par l'intérieur on utilise des caissons et des épingles pour les pignons.

Prenant en compte les nombreuses contraintes, les avantages et les inconvénients de chaque méthode, l'ingénieur doit faire son choix, sans jamais oublier l'objectif principal qui est de fournir aux murs à conserver la stabilité et la résistance contre les actions auxquelles ils vont être soumis.

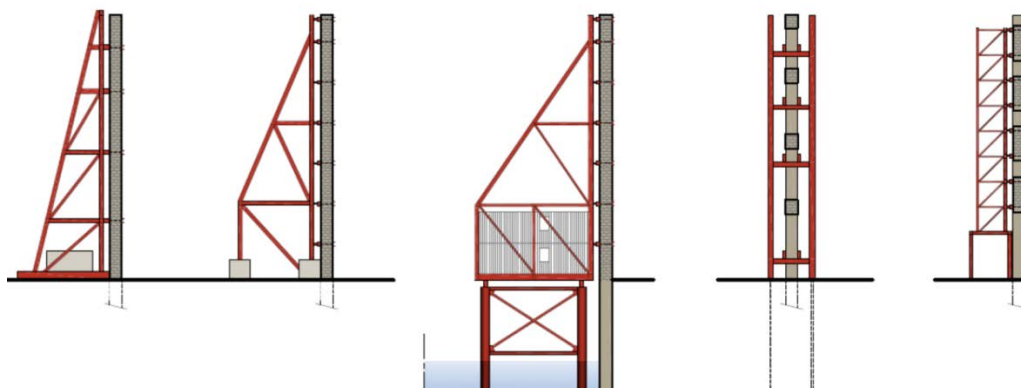


Figure n° 20 : Différents types d'étaçonnement de murs

Les exemples ci-dessus montrent quelques variantes non exhaustives de chevalets de soutien de façade en cours de travaux. Généralement confiés à l'entreprise ces dispositifs n'en demeurent pas moins des ensembles structuraux à part entière. Les paramètres de conception importants de cet exercice sont d'une part, le maintien des pans de façade pour résister au vent, aux vibrations du chantier et aux mouvements éventuels du sol... et d'autre part, la solution choisie pour ancrer les chevalets au sol (fondations classiques, masses inertes, fondations sur micro pieux...). Quel que soit leur mode d'ancrage ces structures sont de véritables poutres en porte à faux qu'il convient d'adapter aux conditions particulières du sol, de la hauteur et de l'exploitation du chantier, ceci largement conditionné par sa localisation et son accessibilité.

3.2.1 Extérieur

Dans la plupart des cas les façades sont les éléments à garder lors d'une démolition, un étaçonnement par l'extérieur est donc préférable, en évitant de placer des éléments à l'intérieur qui provoquent des difficultés lors des travaux de terrassement, et de construction.

Toutefois, l'occupation extérieure est limitée et soumise aux règles des villes, afin de ne pas causer des désagréments aux piétons, et ou aux automobilistes, et dans certains cas les autorisations ne sont pas concédées.

En règle générale, ces structures sont assemblées avant même les travaux de démolition, ce qui est souhaitable, car cela limite les déplacements qui pourraient survenir lors de la démolition.

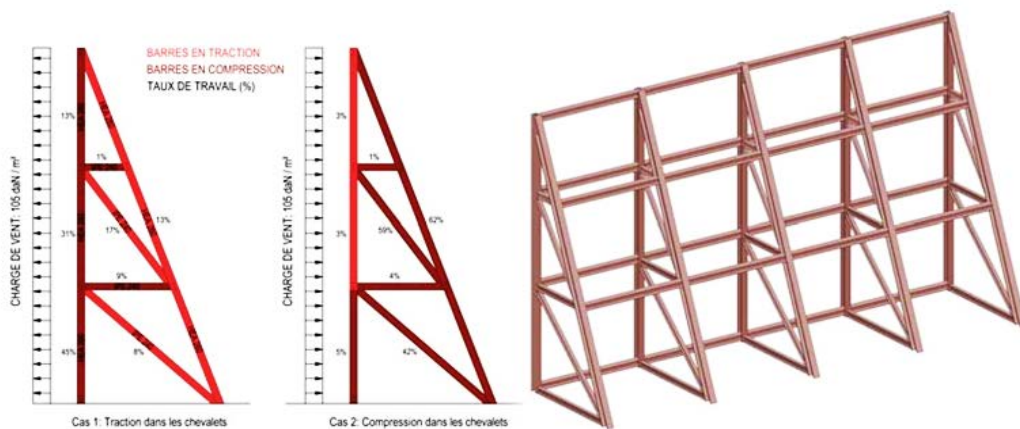


Figure n° 21 : Chevalet de maintien d'une façade néogothique à Cologne

3.2.2 Intérieur

Parfois, en raison de la facilité d'exécution ou tout simplement parce que la zone extérieure ne peut être occupée, l'option est de placer les structures de soutien dans l'espace intérieur des bâtiments.

Cette méthode a l'avantage de ne pas occuper les trottoirs et les voies adjacentes, mais impose des restrictions très importantes au cours des travaux, de démolition, de terrassement et de reconstruction.

Ainsi il y a une corrélation entre la mise en place de la structure intérieure et la démolition par rapport à l'état d'avancement. La structure est assemblée par phases de haut en bas au fur et à mesure que l'intérieur du bâtiment est démoli en substituant les appuis démolis.

Dans cette méthode, la conception de la structure de soutien est très variable, étant très sensible aux caractéristiques de chaque bâtiment et de l'environnement (nombres de murs à préserver , distance entre eux , existence ou pas de bâtiments voisins, état de conservation des murs et bâtiments avoisinants....). Ainsi nous avons des structures très différentes pour des façades isolées, perpendiculaires ou parallèles, avec ou sans bâtiments adjacents.

La solution doit être conçue de manière à provoquer le moins de gêne pour les travaux de reconstruction, ainsi que sa mise en place en toute sécurité.



Figure n° 22 : Étaieiment interne d'une façade historique des usines Renault à Boulogne Billancourt

L'acier offre des solutions sur mesure qui allient rapidité de montage, de démontage et résistance nécessaire au maintien des façades par l'intérieur comme le maintien provisoire par l'intérieur d'une façade des anciennes usines Renault à Boulogne Billancourt.

3.2.3 Mixte

Dans de nombreuses situations, il est possible d'utiliser un espace extérieur de l'immeuble, sans causer des perturbations majeures et dans le même temps il est nécessaire ou utile, pour complément, d'installer des étaieiments intérieurs, c'est la solution mixte.

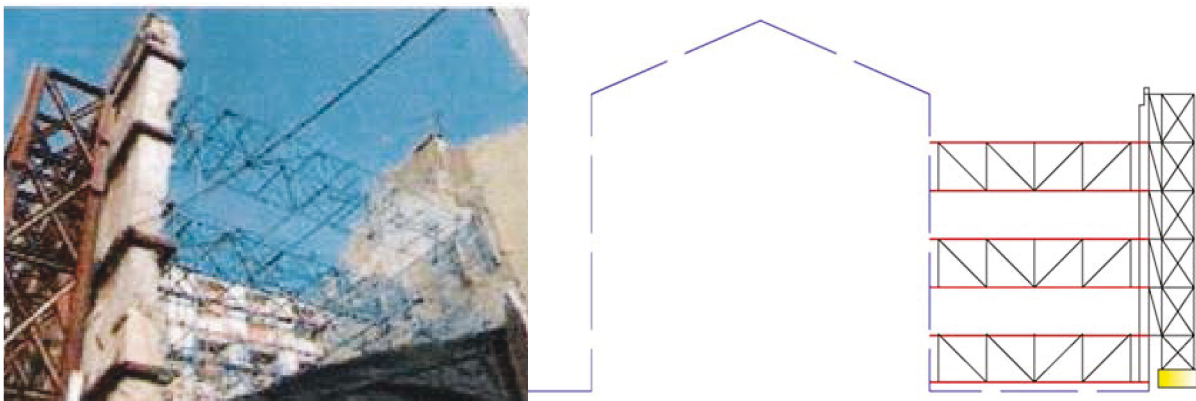


Figure n° 23 : Étaieiment mixte avec caissons intérieurs et structure métallique extérieure

3.3 Types de solutions

Une description succincte de chacun des différents types de solutions à adopter pour le soutènement de murs peut être un peu simpliste, car très couramment leur utilisation est combinée. Cependant comment comprendre l'ensemble sans les comprendre individuellement ?

On décrit ci-dessous tous les types de structures de soutien individuellement pour comprendre leur fonctionnement, et les détails : avantages et inconvénients, liaisons aux murs.

3.3.1 Épinglages

Lors de la démolition d'une rangée de maisons ou de constructions mitoyennes, le mur commun doit souvent être provisoirement étançonné jusqu'à ce que la nouvelle construction reprenne la fonction de stabilisation.

Les épinglages, sont destinés à retenir un pignon mitoyen au moyen de poutrelles métalliques dimensionnées à cet effet, on peut distinguer deux types d'épinglages :

3.3.1.1 Ancrages

Dans le cas où il y existe des dalles en béton armé dans le bâtiment voisin, on fixe des ancrages dans ces dalles.

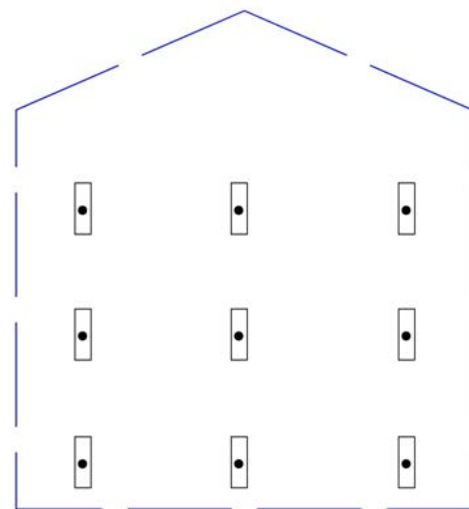


Figure n° 24 : Ancrages dans dalle de béton armé

Une épingle est une tige filetée ancrée chimiquement dans la structure en béton du bâtiment adjacent. On place une courte poutrelle de 1 mètre à l'extrémité visible pour reprendre les efforts de manière homogène. Les ancrages servent à ancrer le pignon à la structure existante du bâtiment adjacent.

On utilise des épingles lorsque les murs mitoyens sont suffisamment résistants et qu'il est possible de réaliser un nombre suffisant d'ancrages dans la structure en béton du bâtiment voisin.

3.3.1.2 Profilés métalliques

Dans le cas où les dalles ne sont pas en béton armé (généralement dalles en bois), on fixe des ancrages dans les murs porteurs et on les relie avec des poutrelles métalliques du type HEA , ou double UPN.

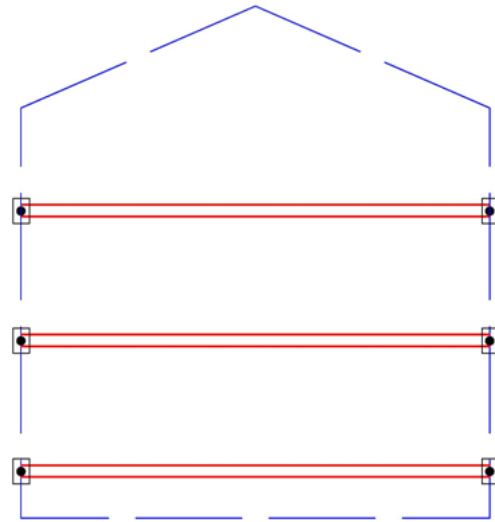


Figure n° 25 : Ancrages dans mur porteur, avec liaison poutrelles métalliques

Les profilés métalliques sont ancrés à différents endroits dans le mur mitoyen. On utilise aussi les poutres d'étalement lorsque les points d'ancrage possibles sont éloignés de plus de 4 mètres.

3.3.2 Caissons

Pour éviter un effondrement des façades, lors de la démolition complète des planchers, une autre solution de stabilisation consiste à poser des poutres volantes internes de mur à mur. Sollicitées en traction mais aussi en compression et donc calculées pour résister au flambement dans les deux plans (vertical et horizontal), ces poutres de maintien sont généralement conçues à base de poutres treillis en cornières boulonnées, en barres d'échafaudage dûment assemblées ou encore par des éléments de structures tridimensionnelles. Elles peuvent être montées avant le début de la démolition en coupant des ouvertures limitées dans les cloisons existantes. Dans le cas d'un éloignement important entre les deux murs on peut construire un support temporaire sous forme d'une tour d'étalement ou d'un poteau correctement fondé. Ces poutres d'étalement sont ensuite démontées au fur et à mesure de la reconstruction.

La conception de ce système doit être conçue pour éviter, autant que possible que leur géométrie ne remplisse trop l'espace intérieur, créant des obstructions pour les travaux, ce qui pourrait provoquer des risques d'accidents comme la collision avec une grue.

Il est très important de placer les points d'appuis au bon endroit, on cherche le plus souvent les locaux qui ont une plus grande capacité à absorber les charges transmises par les barres.

Les points d'appui doivent se situer au niveau des étages de l'immeuble avoisinant, car ils ont une plus grande rigidité pour absorber les forces transmises par les barres et pour les distribuer sur les

éléments verticaux. Dans le cas où les charges sont très importantes, il est souhaitable d'élargir la zone d'appui de telle sorte qu'elle soit compatible avec la résistance de l'élément.

Dans ce type de structure, il est approprié d'adopter un système de coins, de tiges filetées, ce qui permet un ajustement des barres en fonction du niveau de l'effort qui doit être installé, selon les besoins pendant les travaux.

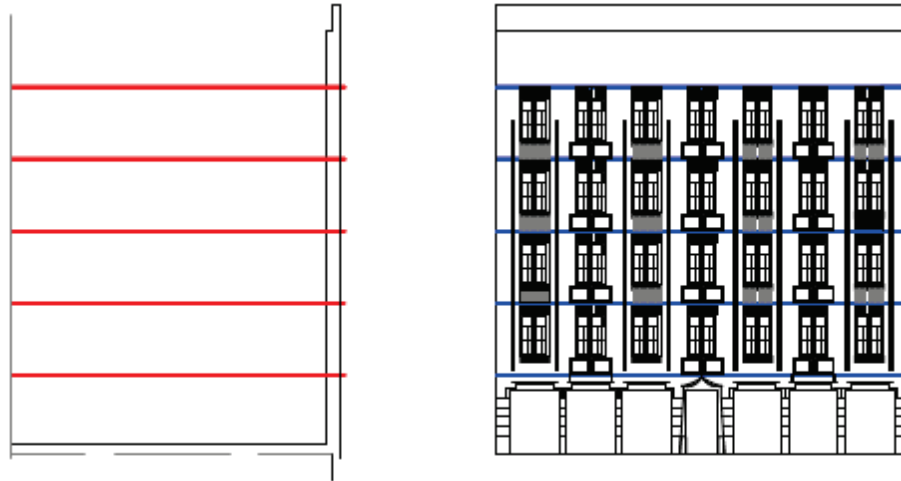


Figure n° 26 : Étalement horizontal supporté par bâtiment adjacent

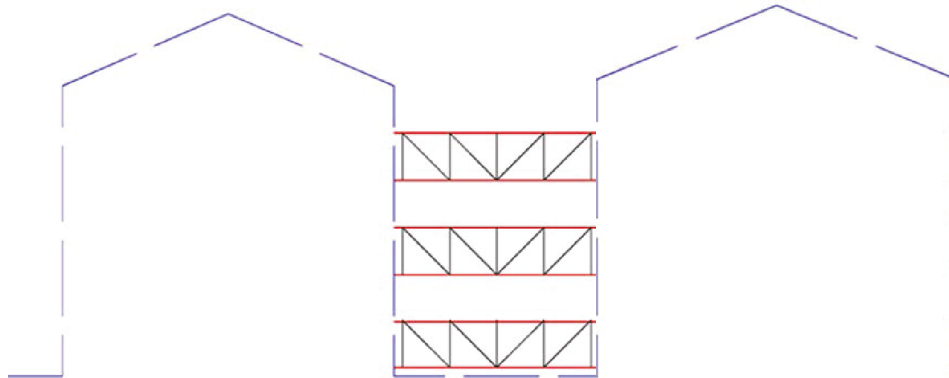


Figure n° 27 : Étalement horizontal supportant deux bâtiments

3.3.2.1 Immeubles adjacents

Il est habituel que ces systèmes profitent de bâtiments à proximité pour le soutien de la structure de soutènement composée de treillis de section 2,00 m x 2,00 m en général.

Toutefois l'existence d'autres bâtiments adjacents peut apporter des complications. Si on effectue la démolition d'un bâtiment adjacent à un autre, elle provoque un état de décompression plus ou moins élevé dans la structure du bâtiment adjacent en raison de la réduction de l'effet de retenu fourni par le bâtiment partiellement ou totalement détruit, dans ce cas on peut mettre en place des épingles sur le mur adjacent.

Cependant, on peut aussi utiliser des profilés métalliques inclinés, ce qui rend la réalisation des travaux plus difficile.

3.3.2.2 Immeubles isolés

Dans le cas où l'on souhaite conserver les façades d'un bâtiment isolé, on ne pourra évidemment pas s'appuyer sur les bâtiments voisins. la solution sera définie par rapport au nombre de façades à conserver, à sa géométrie, à sa localisation

- Si l'on ne conserve qu'une partie des façades, on place des étaitements de coins qui sont complétés par des poutres horizontales disposées le long de la façade à retenir.
- Si l'on conserve toutes les parois, on crée un système structurel de cadre rigide avec des poutres horizontales, qui peut être complété par des entretoises reliant les façades.

Dans les grands bâtiments comme il y a une très grande longueur entre les façades à conserver, on peut mettre en place des appuis intermédiaires au sol qui devront être placés de façon à gêner le moins possible la réalisation des travaux.



Figure n° 28 : Étalement volant utilisé pour la réfection de l'opéra de Lyon

3.3.3 Étaçons

Composé de barres ancrées au niveau du sol, ce système supportant les murs de l'immeuble, n'est qu'un ensemble de barres bi articulées. C'est le système le plus simple quand il s'agit de soutenir un mur de façade, et il est largement utilisé dans le soutènement de fouilles.

Les barres peuvent fonctionner à la fois en traction et en compression.

Les tiges, qui peuvent être des éléments métalliques, ou en bois, doivent former avec l'horizontale, un angle compris entre 45° et 75° , il est assez habituel qu'un groupe de deux ou plusieurs tiges soit liaisonnées dans un même socle avec des angles différents.

Dans les cas plus complexes, il peut être nécessaire d'utiliser des fondations continues, pour la transmission au sol des efforts dans les étaçons.

Pour la fondation, on doit avoir une attention particulière à son dimensionnement, surtout par rapport au glissement car il y a une grande composante horizontale due à la réaction des tiges.

Bien que ce type de soutènement soit le plus simple, le choix de son utilisation dépend non seulement des caractéristiques de la paroi à soutenir, mais aussi de l'espace disponible, puisque ce type de mécanisme occupe beaucoup de place. De ce fait cette structure est généralement placée à l'extérieur du bâtiment.

Bien que ce soit un système temporaire, il doit rester en place durant de larges périodes, parfois plus d'un an, jusqu'à la fin de la construction.

Les étaçons ne doivent pas être soutenus directement sur la façade, ils s'appuient sur un système de distribution des charges (poutres), qui transmettent les efforts du mur.

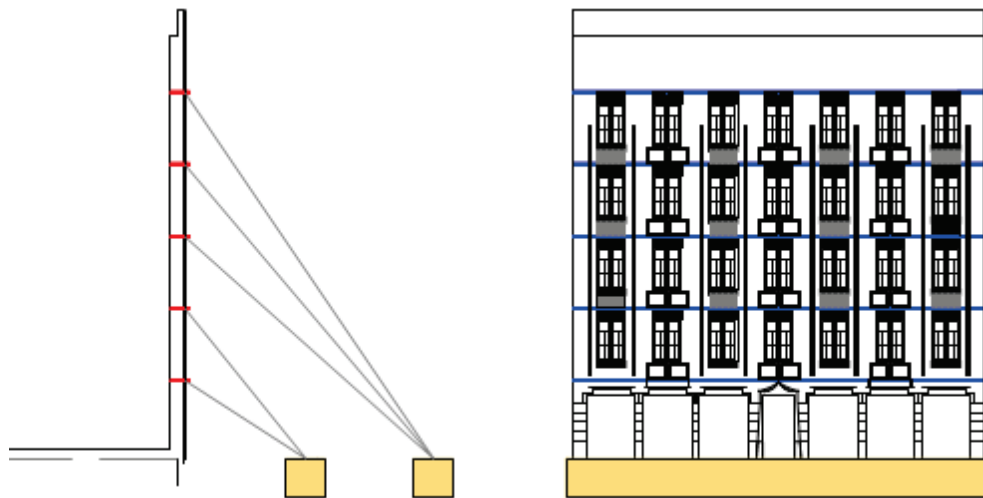


Figure n° 29 : Étaiment avec poutrelles métalliques inclinées et fondation en béton armé

3.3.4 Systèmes de console

Ce système de soutènement est un ensemble de profilés verticaux qui sont fixés dans le sol avec des fondations (du type micropieux), qui ont entre eux des entretoises horizontales pour rigidifier l'ensemble. Il fonctionne comme une console verticale qui reçoit des charges ponctuelles transmises par les profilés horizontaux.

Généralement ces éléments verticaux sont placés à l'extérieur du bâtiment, pour éviter toute interférence avec les travaux à l'intérieur.

Ils n'occupent qu'une petite surface, donc sont négligeables par rapport à l'espace disponible à l'extérieur.

Dans certains cas, on peut mettre la structure à l'intérieur ou des deux côtés de la paroi à retenir.

Ce système trouve son application surtout dans les parois de petite hauteur.

Il est fréquent de le compléter avec un système de caissons.

Cette limitation de son application est due au fonctionnement en console. C'est une structure adjacente au bâtiment ce qui rend la résistance plus faible, en comparaison à d'autres types de soutien.

Ainsi toute variation de charges peut affaiblir et déstabiliser les fondations qui devront être dimensionnées en conséquence.

En peut en conclure que son application est limitée à une hauteur de 12 mètres, qui est la longueur des profilés normaux. Pour des longueurs supérieures les profilés doivent être modifiés, la console subirait une charge supplémentaire due à l'excentricité élevée, conduisant au dimensionnement de profilés de grandes dimensions, difficiles à manier, et au calcul de fondation qui pourrait être irréaliste en raison du manque d'espace ou de l'interférence avec la fondation de la façade.

Malgré ses limites, ce type de structure de soutien peut être avantageux en raison de sa facilité de mise en œuvre, nécessitant un faible nombre de profilés, et étant donné le peu d'espace qu'elle occupe, tant à l'intérieur qu'à l'extérieur du bâtiment.

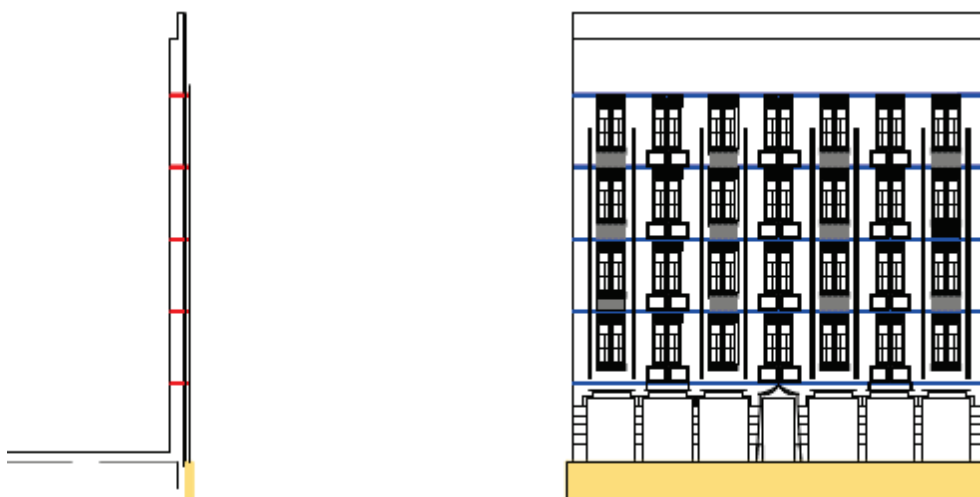


Figure n° 30 : Étaiement avec poutrelles métalliques verticales et fondation en micropieux

3.3.5 Portiques (Tours d'étaie.)

Ce système peut être appelé portique ou tour d'étaie, dans le cas où les liaisons sont articulées. En règle générale, il est essentiellement composé de niveaux de barres verticales entretoisées par une série de barres horizontales aux différents étages, qui peuvent ou non contenir des barres obliques.

Les principaux profilés verticaux reçoivent les efforts transmis par les profilés secondaires horizontaux, les acheminent par les barres obliques pour les transmettre au sol à travers la fondation.

Bien que les efforts transmis aux fondations soient relativement faciles à absorber, il est souhaitable que deux profilés verticaux aient la même fondation, ou soient reliés par des longrines de répartition, capables d'empêcher tout tassement différentiel.

La distance et le dimensionnement des profilés ne dépendent pas seulement des efforts, mais aussi de l'espace disponible à l'extérieur de la façade, où cette structure est généralement montée. Comme dans d'autres systèmes, la liaison à la paroi ne sera jamais directe, elle sera faite au moyen de poutres horizontales à chaque étage.

Ce type de structure et celui des caissons sont les plus utilisés, soit individuellement ou ensemble.

La préférence pour ce type de système de tours d'étaie peut être dû au fait qu'il soit autoportant, ce qui est très aisé à mettre en place, et qu'il s'adapte dans la plupart des situations, indépendamment du type de mur, de la géométrie, de l'environnement.

En outre ce système polyvalent, offre une facilité d'ouverture des zones de travail (entrée principale du bâtiment.), pour faciliter l'accès à des machines, des équipements, du matériel et des matériaux.

On peut dire que la limitation majeure de ce système est l'occupation de la zone extérieure au bâtiment, qui peut être assez grande, et qui parfois est interdite dans certaines villes du fait du passage pour les piétons, ou même parfois pour les véhicules.

Pour cette raison on peut se passer des barres diagonales au niveau du rez-de-chaussée, créant un espace pour les piétons et même pour les voitures. Par conséquent cette structure doit être renforcée.

Un autre inconvénient est sa complexité par rapport aux autres systèmes à cause du nombre de profilés à liasonner. Cette difficulté peut être contournée par l'adoption de solutions réutilisables et de profilés métalliques de longueurs variables, faciles à assembler et à transporter, conçus pour cet usage.

Les solutions de ce genre représentent un investissement initial relativement élevé, mais qui s'avère être lucratif à long terme, au vu des utilisations. Elle est donc une solution économique et avantageuse dans le moyen et long terme.

Un autre avantage de ces structures est la possibilité de placer à l'intérieur des éléments du chantier tel que des toilettes, des bureaux, pour un gain de place qui, en zone urbaine, est très important.

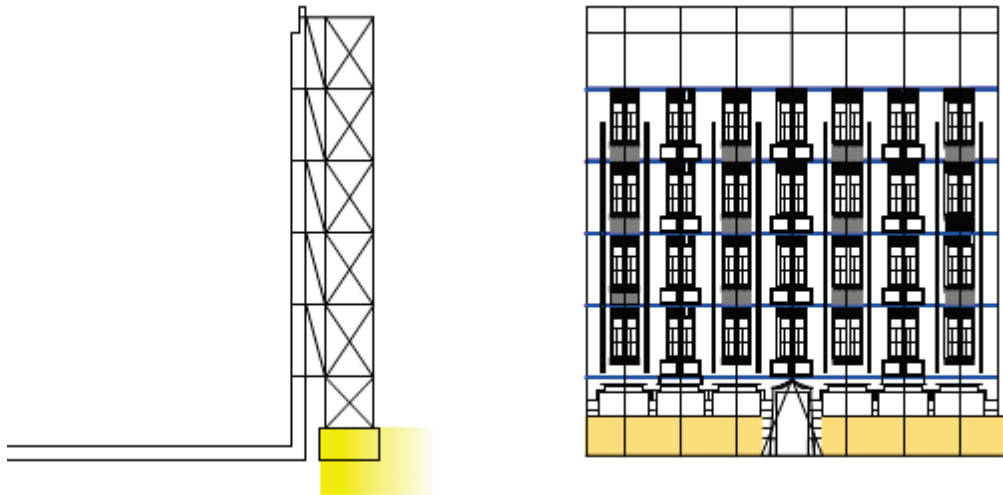


Figure n° 31 : Tours d'étaisements avec fondation en béton armé

3.3.6 Mixtes

Il est très fréquent de trouver plusieurs types de soutènement sur le même chantier, pour plus de rapidité, d'économie, et de sécurité. Ainsi la meilleure solution pour une partie de l'immeuble, peut ne pas convenir à une autre partie de l'immeuble qui présente des spécificités différentes.

Un exemple est l'utilisation des systèmes de tours d'étaisement avec des systèmes de caissons. Dans ce type de situation, il peut être conclu que le meilleur système est celui de la console. Toutefois lorsqu'il y a des murs adjacents ou de coins, il serait avantageux de mettre en place des caissons.

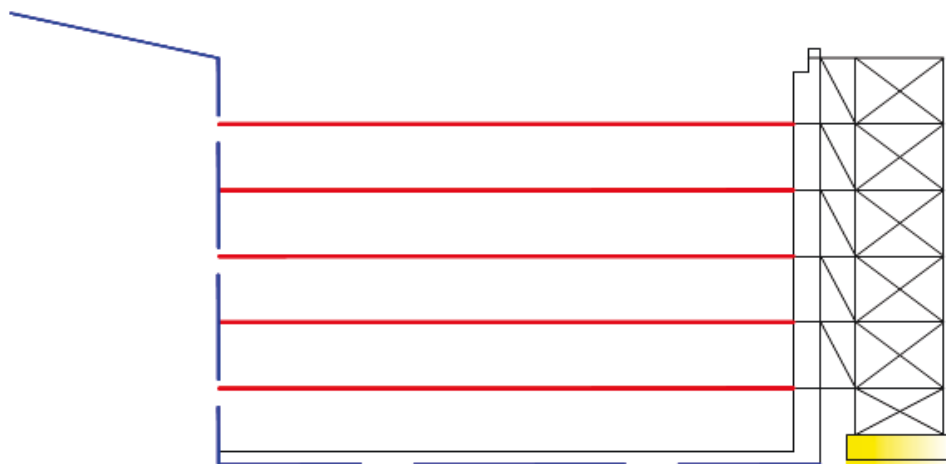


Figure n° 32 : Tours d'étaisements avec fondation béton armé, et étançonnement horizontal

4 Dimensionnement

4.1 Préambule

La réalisation d'étalement de parois s'effectue généralement avec des profilés métalliques. Dans ce travail nous nous intéresserons au dimensionnement basé sur les normes structurales de l'eurocode 3 applicables aux structures métalliques constituées de poutres reliées, entre elles par des assemblages par des boulons ou par soudage. Ainsi nous présenterons les exigences relatives à la résistance mécanique des sections transversales et à la stabilité des éléments de ce type de structures.

4.2 Sollicitations

4.2.1 Définition des états limites

Les états limites d'une structure sont des états idéalisés tels qu'en cas de dépassement, ladite structure ne satisfait plus à certaines exigences structurales ou fonctionnelles définies lors de son projet (EC3). La justification d'une structure consiste alors à s'assurer que de tels états ne peuvent être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau est, en général, fixé à partir de l'expérience. Ces états limites sont classés en deux familles :

➔ États limites ultimes

Chaque état limite ultime est associé à une ruine ou un effondrement total ou partiel de la structure considérée, ce qui met en cause la sécurité des personnes. Sur le plan pratique, les modes de ruine considérés sont :

- la perte d'équilibre statique de la structure ou de l'une de ses parties, considérée comme un corps rigide, couvrant les phénomènes de déversement, de soulèvement et de glissement avec ou sans frottement.
- la défaillance par déformation excessive, par transformation de la structure ou de l'une quelconque de ses parties en mécanisme, par rupture, par perte de stabilité.
- la défaillance due à la fatigue ou autres effets dépendant du temps.

➔ États limites de service

Les états limites de service sont associés à des situations de la structure (ou de certaines de ses parties) rendant l'usage de la structure impossible dans le cadre des exigences définies lors de son projet (exigences de fonctionnement, de confort pour les usagers ou d'aspect).

Ces états limites de service comprennent :

- les déformations affectant défavorablement l'exploitation de l'ouvrage ou provoquant des dommages aux finitions ou superstructures (bardage, couverture, etc.).
- les vibrations pouvant incommoder les occupants, endommager le bâtiment ou limiter son efficacité fonctionnelle.

4.2.2 Représentation des actions

Les actions sont, généralement, classées en actions permanentes, actions variables et actions accidentelles.

- a. Les actions permanentes (notées G) sont des actions dont la durée d'application est égale à la durée de vie de la structure ; elles peuvent être constantes ou connaître de faibles variations au cours du temps.
- b. Les actions variables (notées Q) sont des actions à occurrences discrètes plus ou moins ponctuelles dans le temps ou à caractères (intensité, direction, etc.) variables dans le temps et non monotones (neige, vent, température, houle par exemple).

Les principales valeurs représentatives d'une action variable qui peuvent intervenir dans les combinaisons d'actions sont :

- la valeur caractéristique, notée Q_k ;
- la valeur de combinaison, notée $\psi_0 Q_k$;
- la valeur fréquente, notée $\psi_1 Q_k$;
- la valeur quasi permanente, notée $\psi_2 Q_k$;

Les coefficients ψ dépendent de la nature de la charge (exploitation, neige ou vent) et sont fixés dans l'eurocode 1.

- c. Les actions accidentelles (notées A) qui sont parfois de courte durée d'application et de caractère aléatoire (explosions, chocs, incendie par exemple).

La valeur de calcul d'une action est obtenue en faisant le produit de sa valeur caractéristique par un coefficient partiel de sécurité, majorant variable selon l'action considérée.

4.2.3. Combinaisons d'actions

Pour les **états limites ultimes**, les valeurs de calcul des effets des actions doivent être combinées en appliquant les règles de combinaisons suivantes:

Situations de projet durables et transitoires :

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situations de projet accidentelles :

$$\sum_j \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Où $G_{k,j}$ valeurs caractéristiques des actions permanentes ;

$Q_{k,1}$ valeur caractéristique d'une action variable jugée prépondérante ;

$Q_{k,i}$ valeurs caractéristiques des autres actions variables ;

A_d valeur caractéristique de l'action accidentelle ;

$\gamma_{G,j}$ coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action permanente $G_{k,j}$;

$\gamma_{GA,j}$ coefficient partiel de sécurité appliqué à $G_{k,j}$ dans le cas de situations accidentelles ;

$\gamma_{Q,i}$ coefficient partiel de sécurité appliqué à l'action variable $Q_{k,i}$;

ψ_0, ψ_1, ψ_2 coefficients dépendant de la nature de la charge.

Pour les états limites de service, on définit les expressions suivantes :

➔ **Combinaison rare :**

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

➔ **Combinaison fréquente:**

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

➔ **Combinaison quasi-permanente :**

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

4.2.4 Classification des sections transversales

Le voilement local des parois d'une section est un phénomène d'instabilité géométrique analogue, dans son principe, à celui du flambement : à partir d'un certain niveau de contrainte, une paroi de la section fléchit brutalement. Cette contrainte critique dépend du rapport largeur sur épaisseur de la paroi, assimilable à un élancement. A la différence du flambement, cette instabilité n'affecte qu'une petite partie de l'élément. Le voilement local intervient sous l'effet des contraintes normales engendrées par l'effort normal ou le moment fléchissant dans les parois constituant la section de la poutre, ou sous l'effet de contraintes de cisaillement engendrées par l'effort tranchant.

L'eurocode 3 fournit des critères sur l'élancement permettant de classer les sections. Il distingue quatre classes de section transversale selon leur comportement vis-à-vis de l'apparition du phénomène du voilement local (figure 33). Pour les sections de classe 1, le risque de voilement local ne gouverne pas le dimensionnement, c'est-à-dire que la contrainte critique de voilement pour ces sections est nettement supérieure à la limite élastique du matériau. Pour les sections de classe 2 et 3, cette conclusion doit être nuancée. Pour les sections de classe 4, le voilement local peut se produire pour des contraintes critiques inférieures à la limite élastique ; il intervient par conséquent dans le dimensionnement.

Le comportement au voilement régit aussi la résistance maximale à la flexion. Ainsi, les sections de classe 1 et 2 peuvent développer leur moment plastique alors que les sections de classe 3 et 4 ne peuvent respectivement développer que leur moment élastique maximum et leur moment critique bien inférieur au moment élastique maximum. Nous n'envisagerons pas, dans ce travail, l'utilisation des sections de classe 4 dont l'usage industriel, dans le domaine du bâtiment, est encore limité à des cas précis.

Avant toute vérification, la classe de la section transversale doit être déterminée.

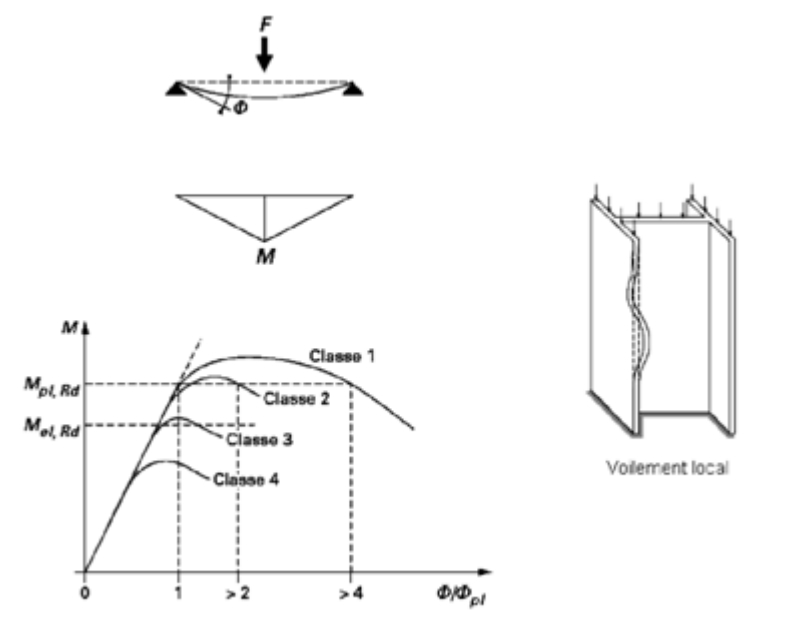


Figure n° 33 : Comportement des sections suivant la classification de l'eurocode 3

4.3 L'analyse globale du premier ordre

Le but de l'analyse globale est d'abord de déterminer la distribution des sollicitations à l'intérieur des différents composants de la structure. Le comportement mécanique d'une ossature métallique sous les charges qui lui sont appliquées est traité par EFFEL en utilisant la méthode des éléments finis. Le calcul basé sur la théorie linéaire suppose, outre les hypothèses déjà énoncées, que :

- Les déplacements des sections sont petits : les équations d'équilibre statique sont écrites en prenant en compte la géométrie de la structure non déformée.
- Le matériau, notamment l'acier, a un comportement élastique linéaire: effort et déformation sont proportionnels et il y a réversibilité c'est-à-dire que la structure revient à son état initial dès que la perturbation qui l'en a écarté disparaît.

La mise en œuvre de ces nouvelles approches se traduit par une meilleure utilisation de la matière mais aussi une complexité importante des calculs et un coût d'études plus important. Pour mener ces analyses non linéaires, il faut en toute rigueur disposer de logiciels de calcul spécifiques dont l'utilisation courante est peu familière encore pour nombre de bureaux d'études. Pour contourner la difficulté et permettre aux bureaux d'études de continuer à utiliser la méthode de l'analyse globale élastique linéaire qui leur est familière, l'eurocode 3 préconise différentes approches en fonction de l'importance des effets du second ordre. L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} .

$$\text{Par définition} \quad , \alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{sd}}$$

avec V_{sd} est la valeur de calcul de la charge verticale totale.

V_{cr} est la valeur critique élastique de la charge verticale totale pour l'instabilité suivant le mode à nœuds déplaçables.

Pour les ossatures de bâtiments réguliers à étages, on peut obtenir une évaluation approchée de α_{cr} à partir d'une analyse globale élastique linéaire par la relation :

$$\alpha_{cr} = \frac{h}{\delta} * \frac{H}{V}$$

avec δ déplacement horizontal à la partie supérieure de l'étage par rapport à la partie inférieure.

h hauteur de l'étage.

H réaction horizontale totale à la partie inférieure de l'étage.

V réaction verticale totale à la partie inférieure de l'étage.

La relation ci-dessus est appliquée à tous les étages et le coefficient d'amplification critique à retenir est la plus petite de toutes les valeurs calculées. Elle doit être évaluée dans chaque plan de stabilité vertical de l'ouvrage.

La valeur de α_{cr} permet d'opérer une distinction entre ossatures rigides et ossatures souples. L'ossature est dite rigide si $\alpha_{cr} \leq 10$. L'analyse globale élastique linéaire, au premier ordre, décrit parfaitement le comportement de la structure. Les imperfections géométriques sont prises en compte par des charges horizontales équivalentes comme indiqué sur la figure 36. La vérification locale au flambement des composants est effectuée en supposant que les extrémités de chaque composant sont fixes. L'ossature est dite souple si $\alpha_{cr} \geq 10$. Les effets du second ordre deviennent alors non négligeables. Les contreventements, très utilisés dans les structures industrielles mais parfois bannis dans les structures de type résidentiel permettent presque toujours de rendre une structure rigide. Nous nous placerons donc dans ce cas d'exploitation.

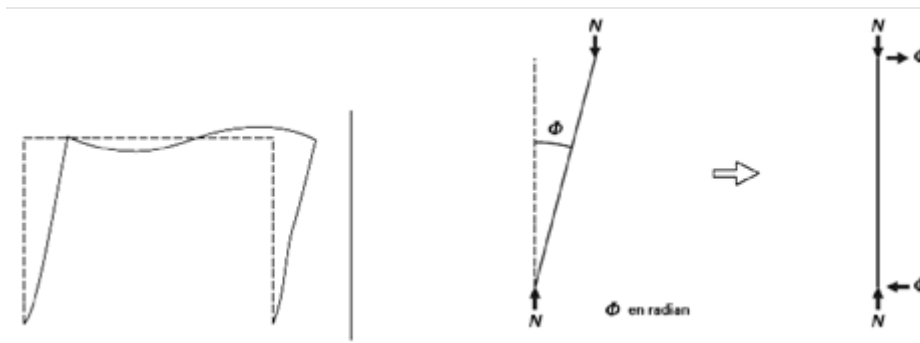


Figure n °34 : Instabilité à nœuds déplaçables Figure n°35 : Forces horizontales équivalentes

4.4 Vérification de la résistance des sections transversales de classe 1, 2 ou 3.

4.4.1 Traction

La valeur de calcul de l'effort de traction N_{ed} dans chaque section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd} = A \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

Où $N_{pl,Rd}$ est valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale, A est l'aire de la section transversale, F_y est la limite élastique du matériau et γM_0 est le coefficient partiel de sécurité portant sur la résistance mécanique du matériau caractérisée par sa limite élastique. Ce coefficient peut actuellement être pris égal à 1 .

4.4.2 Compression

La valeur de calcul de l'effort de compression N_{Ed} classe 1, 2 ou 3 doit satisfaire la condition suivante:

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd} = A \frac{F_y}{\gamma M_0}$$

4.4.3 Flexion

La valeur de calcul du moment M_{ed} dans chaque condition suivante :

- pour les sections transversales de classe 1 ou 2

$$M_{ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * F_y}{\gamma M_0}$$

- pour les sections transversales de classe 3 :

$$M_{ed} \leq M_{el}, Rd = \frac{W_{el} * F_y}{\gamma M_0}$$

Où W_{pl} et W_{el} sont respectivement les modules de flexion plastique et élastique de la section.

4.4.4 Cisaillement

La valeur de calcul V_{ed} de l'effort tranchant dans chaque section transversale doit satisfaire la condition :

$$V_{ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma M_0}$$

A_v est l'aire de cisaillement. Pour une Section laminée en I et H et pour une charge de direction parallèle à l'âme, l'aire de cisaillement est :

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)tf$$

où b est la largeur de la section.

r est le rayon de congé.

tf est l'épaisseur de semelles.

t_w est l'épaisseur d'âme.

Lorsque l'effort tranchant est inférieur à la moitié de la résistance plastique au cisaillement, son effet sur le moment résistant peut être négligé. Dans le cas contraire, il convient de considérer un moment résistant réduit égal à la résistance de calcul de la section transversale déterminée en utilisant pour l'aire de cisaillement une limite d'élasticité réduite $(1 - \rho)F_y$ sans que cette résistance réduite soit supérieure à M_{Rd} .

$$\rho = \left(\frac{2V_{ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

4.4.5 Vérification aux états limites de service

4.4.5.1 Déformations

En général, les critères portant sur les déformations maximales à ne pas dépasser sont fournis par le cahier des charges ou la spécification du maître d'ouvrage dans la mesure où ils dépendent étroitement de l'usage auquel est destinée la structure.

Flèches verticales :

L'eurocode distingue les différentes flèches suivantes :

δ_0 est la contre-flèche donnée à l'élément lors de sa fabrication.

δ_1 est la flèche due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge.

δ_2 est la flèche provoquée par les charges variables.

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

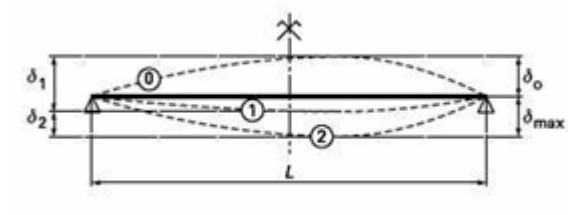


Figure n° 36 : Flèches verticales

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites recommandées pour δ_2 et δ_{\max} dans quelques cas usuels avec L égale à la portée des poutres.

Élément d'ouvrage	δ_{\max}	δ_2
Toitures en général (accessibles uniquement pour entretien)	L/200	L/250
Toitures normalement accessibles	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers supportant des matériaux fragiles	L/250	L/350
Planchers supportant des poteaux	L/400	L/500
Critère d'aspect du bâtiment	L/250	

Tableau III : Flèches verticales maximales autorisées

Flèches horizontales

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites recommandées pour les flèches horizontales d'un bâtiment classique en présence ou non de charge de vent.

Types de structures	Flèches principalement dues au vent	Autres combinaisons d'actions
Structures simples à un seul niveau	$h/125$	$h/150$
Autres structures à un niveau	$h/250$	$h/300$
Structures d'un bâtiment à étages :		
-Entre chaque étage	$h/250$	$h/300$
-L'ensemble de la structure	$h/420$	$h/500$

Tableau IV : Flèches horizontales maximales autorisées

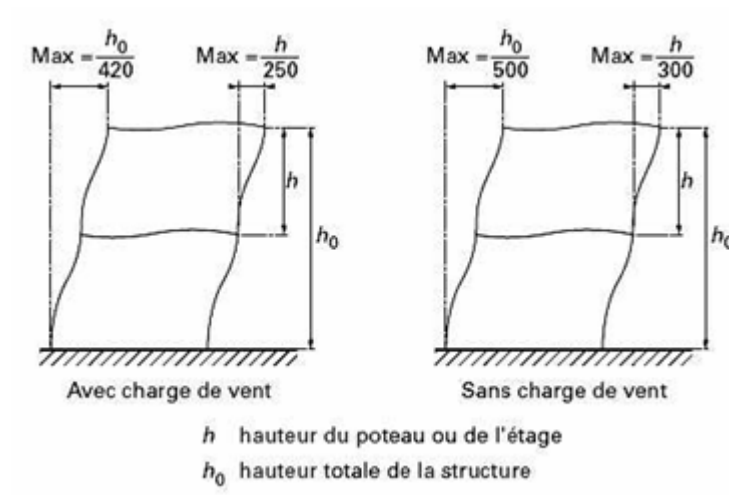


Figure n° 37 : Flèches horizontales

4.4.5.2 Effets dynamiques

Les constructions d'une manière générale, doivent être protégées contre les effets des vibrations et des amplifications dynamiques dues aux phénomènes de résonance. On trouve par exemple des machines installées dans les bâtiments, les effets du vent sur les structures élancées, les déplacements des occupants à l'intérieur des bâtiments. Les vibrations sont à éviter absolument. Le principe de base consiste à avoir des fréquences propres f_p de la structure où certaines parties critiques sont suffisamment différentes de celles des sources d'excitation f_e afin d'éviter les phénomènes de résonance.

Une règle souvent rencontrée qui borne ces fréquences propres est Vercellino, 2001

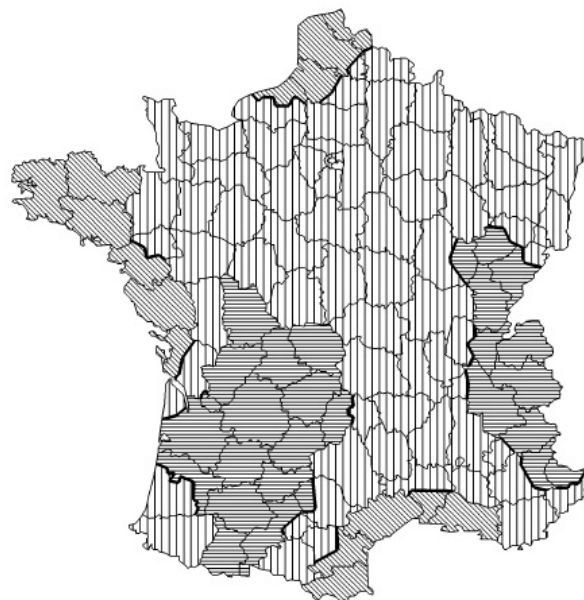
$$f_p < 0.8 f_e \text{ ou } f_p > 1.25 f_e$$

Pour les cas assez courants où $0.8 f_e < f_p < 1.25 f_e$, il faut procéder à une analyse dynamique sous l'excitation afin de déterminer les niveaux des vitesses et des accélérations verticales et de les comparer ensuite aux critères adéquats spécifiés par le maître d'ouvrage ou l'autorité compétente..

4.5 Action variable principale Q (vent)

4.5.1 Valeur de base du vent de référence

La carte eurocode 1 découpe la France en 4 régions, avec des vitesses de vent allant de 22 m/s à 28 m/s par palier de 2 m/s.



Régions :	1	2	3	4
Valeur de base de la vitesse de référence du vent $v_{b,e}$ [m/s]	22	24	26	28

Figure n° 38 : Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en France

4.5.2 Calcul de la vitesse du vent moyen

On détermine la vitesse du vent moyen $V_m(z)$ à la hauteur z par la formule :

$$V_m(z) = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b$$

avec c_r = coefficient de rugosité et c_0 = coefficient d'orographie.

4.5.3 Calcul du coefficient de rugosité

La rugosité s'exprime :

$$c_r(z) = \begin{cases} 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z_{\min}) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

z_0 , z_{\min} et $z_{0,II}$ (rugosité rase-campagne) sont donnés dans le tableau suivant ($z_{0,II} = 0.05$ m) :

Catégorie de terrain	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0,03	1
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0,01	1
II Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,05	2
III Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,3	5
IV Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m.	1,0	10

Tableau V : Catégories de terrain

Quelques photos ci-dessous permettent d'illustrer la notion de catégorie de terrain :



Figure n° 39 : Catégorisation de terrain n° 0



Figures n° 40 : Catégorisation de terrain n° I



Figures n° 41 : Catégorisation de terrain n° II



Figures n° 42 : Catégorisation de terrain n° III



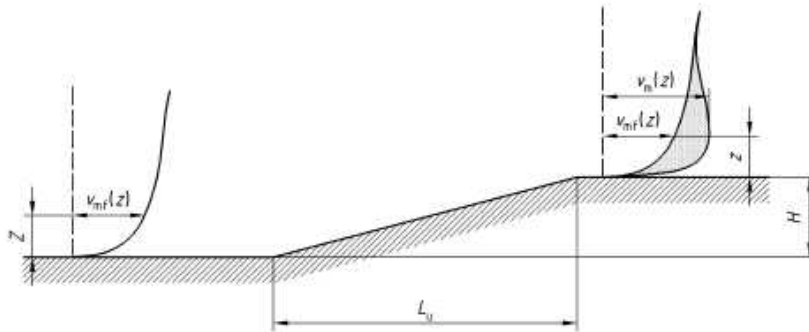
Figures n° 43 : Catégorisation de terrain n° IV

Les rugosités III et IV concernent approximativement 70% des bâtiments.

4.5.4 Calcul du coefficient d'orographie

On différencie les sites constitués d'obstacles de formes variées (procédure 1, calcul dépendant de A_c = altitude du lieu de la construction et de A_m = altitude moyenne locale du terrain environnant), et les sites constitués d'obstacles bien individualisés (procédure 2).

On peut retenir $c_0 = 1$ en terrain plat ou sensiblement plat et $c_0 = 1.15$ en terrain vallonné, dans un souci de simplification. De manière générale, la valeur recommandée est 1.



Figures n° 44 : Coefficient d'orographie

4.5.5 Pression dynamique de pointe

<p>La pression dynamique de pointe s'exprime :</p>	$q_p(z) = \left[1 + 7 \cdot I_v(z) \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z)$	<p>ρ = masse volumique de l'air = 1.225 kg/m³ I_v = intensité de turbulence qui dépend du coefficient de turbulence k_l dont la valeur recommandée est 1</p>
--	--	--

On l'écrit au final :

$$\begin{cases} q_p(z) = \left[1 + \frac{7}{c_0(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right] \times \frac{\rho}{2} \times \left[0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,H}} \right)^{0.07} \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]^2 \times c_0(z)^2 \times V_b^2 \text{ pour } z \geq z_{\min} \\ q_p(z) = q_p(z_{\min}) \text{ pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

4.5.6 Pression résultante sur les parois de la construction

La pression résultante sur les parois s'obtient par la formule : $w = w_e - w_i = (c_{pe} - c_{pi}) \times q_p$.
coefficients de pression extérieurs et intérieurs c_{pe} et c_{pi} .

Les pressions intérieures et extérieures doivent être considérées comme agissant simultanément

A noter que si $h / d \leq 1$, la force résultante est multipliée par 0.85 et par 1 si $h / d \geq 5$ (interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de h/d).

4.5.7 Coefficients de pression intérieurs (effets du vent sur les surfaces intérieures)

De manière simplifiée, nous pouvons considérer :

Bâtiment en surpression : $C_{pi} = +0.2$

Bâtiment en dépression : $C_{pi} = -0.2$

Ces valeurs sont recommandées lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment.

Situation accidentelle : $C_{pi} = 0.9 C_{pe}$ (au vent) --> en considérant $C_{pe} = 0.8$ (face dominante au vent de plus de $10m^2$) d'où $C_{pi} = 0.72$

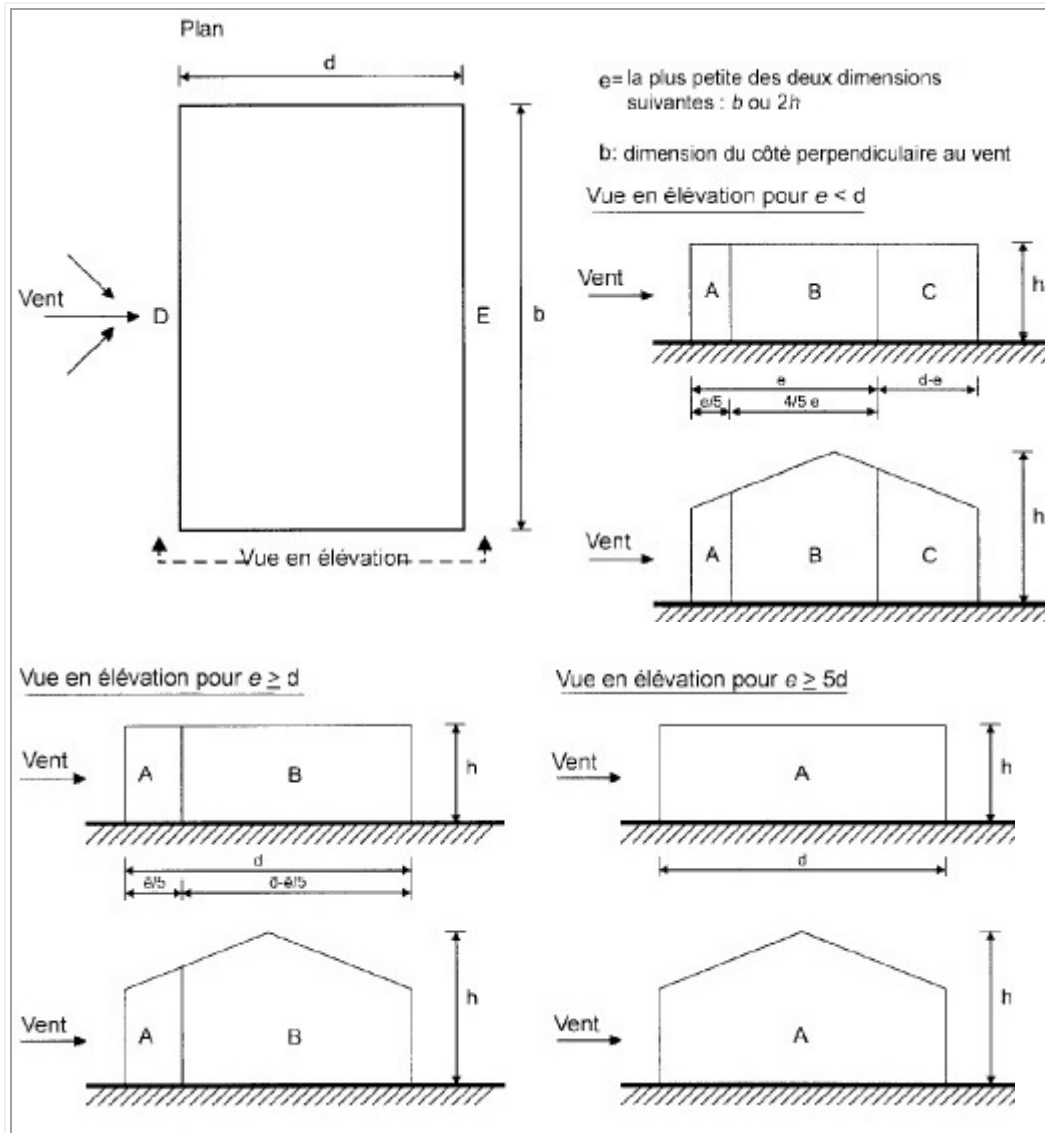
4.5.8 Coefficients de pression extérieurs (effets du vent sur les surfaces extérieures)

Les coefficients sont donnés pour des surfaces chargées de $1m^2$ ou inférieur ($C_{pe,1}$) et $10m^2$ ou supérieur ($C_{pe,10}$).

Pour les surfaces intermédiaires entre 1 et $10m^2$, on peut utiliser une interpolation logarithmique : $C_{pe,A} = C_{pe,1} - (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \times \log_{10}(A)$

Ce paragraphe ne présente que les coefficients appliqués pour les bâtiments à base rectangulaire.

Parois verticales



Zone	A		B		C		D		E	
h / d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

Figures n° 45 : Pression résultante sur les parois

Une interpolation linéaire peut être réalisée pour les valeurs intermédiaires de h / d .

Pour les angles de pente intermédiaires, une interpolation linéaire peut être utilisée entre les valeurs de même signe.

4.6 Chevilles d'ancrages

Dans les interventions de soutènement de façade, il est nécessaire d'utiliser des chevilles de scellement, pour la connexion de la structure de soutènement à la façade, ou pour la liaison entre la façade et la nouvelle structure de béton, indépendamment du fait de se comporter comme des éléments de structure, ou tout simplement pour la stabilisation de la façade.

A quoi sert une structure puissante, si la liaison n'est pas en mesure d'assurer le transfert des efforts de traction et de cisaillement ? Il doit y avoir une préoccupation majeure de ces détails afin qu'ils ne deviennent pas des points de faiblesses donnant lieu à des surprises désagréables. Donc il faut vérifier que les ancrages soient de haute résistance, mais aussi que le connecteur ne se brise pas par déchirure du béton ou arrachage de l'ancrage.

Ainsi, la capacité portante de ce type d'ancrage dépend de plusieurs facteurs à prendre en compte lors de son dimensionnement.

- Résistance de l'ancrage.
- L'espacement entre les ancrages.
- La distance à l'extrémité.
- Le type de béton/maçonnerie.
- La profondeur de l'ancrage.

Avec la diversité des variables appliquées, la meilleure capacité portante des ancrages exacte, nécessite une série d'essais sur un nombre représentatif et couvrant tous les cas de géométrie et typologie.

4.6.1 Réalisation de l'ancrage

Le choix de la bonne cheville dans la bonne dimension dépend de différents critères (valeur à l'arrachement, résistance au cisaillement, profondeur d'ancrage...) et conditions.

Pour faciliter ce choix, on analyse les différents critères à prendre en compte.

- Matériaux de construction

Le premier critère important pour choisir la cheville ou l'ancrage est le support. Chaque support impose des exigences différentes à la cheville (béton, pierres...).

- Classe de résistance

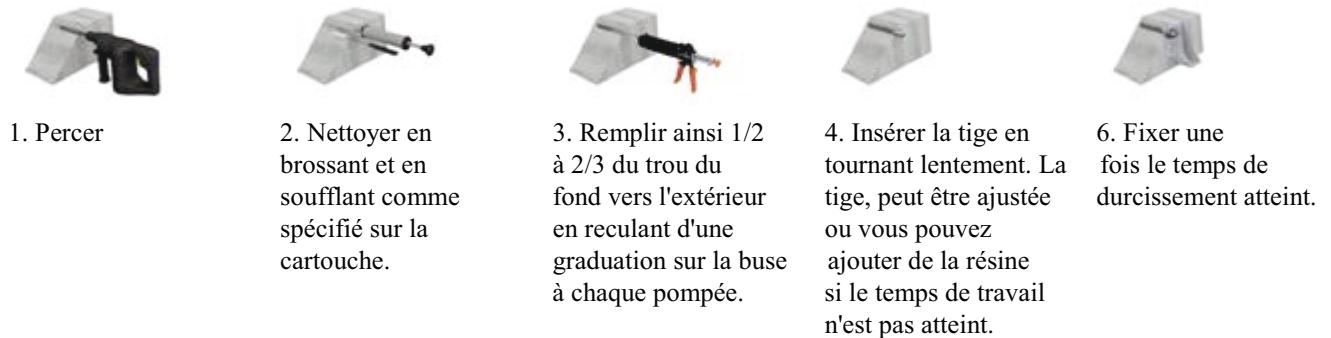
Les différents matériaux de construction ont chacun une classe de résistance. La résistance est exprimée en N/mm². Plus dense est le matériau, plus élevé est le chiffre.

- Modes de perçage

Le matériau détermine le mode de perçage :

- Matériaux pleins (avec structure dense) : perçage à percussion.
- Matériaux creux, matériaux légers, plaques de plâtre : perçage sans percussion.

- Instructions de montage



Figures n° 46 : Fixation d'une cheville

Trou de perçage

Pour garantir un montage infaillible, il faut respecter le diamètre et la profondeur de perçage conseillé. Les mèches trop usées provoquent une diminution de leur fonctionnalité et occasionnent des difficultés lors du montage.

Nettoyage du trou de perçage

Souvent négligé, le nettoyage du trou de perçage est important. Les restes de mouture ont une fonction lubrifiante entre l'ancrage et la paroi, et nuisent à la résistance et à l'arrachement.

Les distances du bord et de l'axe

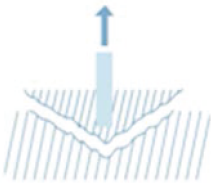
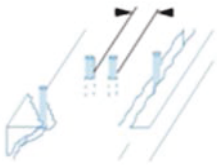
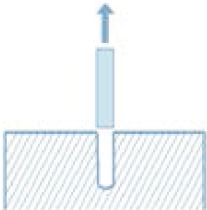
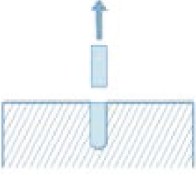
Si la distance entre les fixations diminue de telle façon que les cônes de charge (zone de portance) se recouvrent, la charge admissible diminue. Le matériau de construction pourrait se fissurer ou se casser. Les nouvelles homologations contiennent pour les distances du bord réduites, un facteur de réduction pour la charge admissible.

Épaisseur à fixer

Il est important de connaître précisément l'épaisseur de la pièce à fixer. C'est elle qui va déterminer la longueur de la cheville et de la vis afin de respecter les profondeurs minimales d'implantation dans le support.

Fixation manquée

Plusieurs facteurs peuvent causer des erreurs de fixation de la cheville ou de l'ancrage :

 <p>Cassure du support</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Charge trop lourde. - Support pas assez dense. - Profondeur de montage trop faible.
 <p>Fissure du matériau</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Épaisseur du matériau insuffisante. - Distances au bord et d'entraxe non respectées.
 <p>Arrachement cheville</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Charge trop lourde. - Trou de forage non dépoussiéré.
 <p>Cassure de la cheville</p>	<ul style="list-style-type: none"> - La cheville (ou la vis) trop faible pour la charge.

Figures n° 47 : Problèmes de fixation des chevilles

4.6.2 Dimensionnement (tiges filetées)

Le dimensionnement des ancrages dans le béton armé se déroule selon les normes de l'agrément technique européen (EOTA). Concernant les chevilles de fixation dans les murs en maçonnerie de pierres de taille, ce qui est notre cas, nous nous baserons sur l'expérience de certains essais in situ.

4.6.2.1 Coefficients partiels de sécurité

-Résistance au cisaillement $\gamma_{Mb} = 1,25$

-Résistance à la traction $\gamma_{Mb} = 1,50$

4.6.2.2 Assemblages sollicités au cisaillement

Dans ce cas il convient de vérifier :

- D'une part la résistance au cisaillement des tiges filetées.
- D'autre part la résistance à la pression diamétrale des pièces.

Résistance des tiges filetées au cisaillement par plan de cisaillement :

Pour les classes de qualité 4.6, 5.6, et 8.8

$$F_v = 0,6 * f_{ub} * \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Pour les classes de qualité 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

$$F_v = 0,5 * f_{ub} * \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

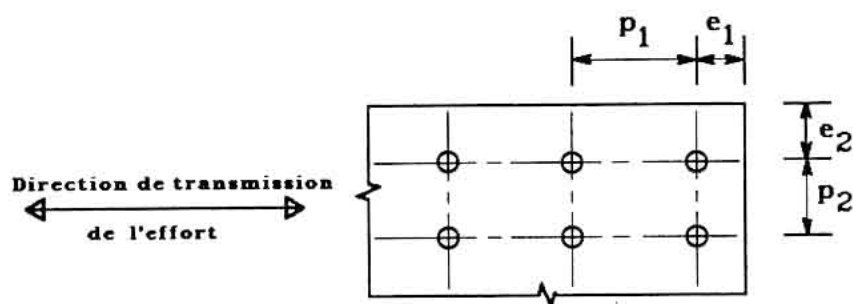
Avec $A_b = A_s$: Aire de section résistante en traction de la tige filetée

Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées :

$$F_B = 2,5 * \alpha * f_u * d * \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

Où α est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\frac{l_1}{3d_0}, \frac{P_1}{3d_0}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1$$



Figures n° 48 : Pression diamétrale

4.6.2.3 Assemblages sollicités à la traction

La résistance à la traction vaut :

$$F_T = 0,9 * f_{ub} * \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

4.6.2.4 Assemblages sollicités simultanément au cisaillement et à la traction

Les tiges filetées à des efforts combinés de cisaillement V et de traction T, doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1,4F_T} \leq 1$$

4.6.2.5 Valeur de la section résistante A_s des tiges filetées à la traction

Diamètre nominal de la tige filetée d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau VI : Section résistante de tiges filetées

4.6.2.6 Caractéristiques mécaniques de tiges filetées selon leur classe d'acier

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des tiges filetées							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} N/mm ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} N/mm ²	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau VII : Caractéristiques mécaniques des tiges filetées

4.6.2.7 Essai de traction des ancrages

Vérin hydraulique 12T - 20T - 30T , extracteur à la traction

Domaine d'application

- Essais sur site.
- Essais d'extraction sur tout type de fixation
- Fer à béton



Caractéristiques techniques

Référence	Diam. Passage central du vérin	Course du vérin	Mano. numérique
Ens. Vérin 12 T	19,6 mm	42 mm	0,03 kN
Ens. Vérin 20 T	26,9 mm	49 mm	0,1 kN
Ens. Vérin 30 T	33,3 mm	64 mm	0,1 kN

Références	Extraction cheville (tige fileté + écrous)						Extraction fer à béton ancrage + clavettes)							
	M8	M10	M12	M16	M20	M24	Ø8	Ø10	Ø12	Ø14	Ø16	Ø20	Ø25	Ø32
12 T	✓	✓	✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓			
20 T	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
30 T	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Figures n° 49 : Extracteur à la traction

4.6.3 Différents types de scellement

4.6.3.1 Mortier

Mortier hydraulique prêt à l'emploi. Après gâchage à l'eau, on obtient un mortier de consistance fluide.



Figures n° 50 : Mortier de scellement

4.6.3.2 Scellement chimique

Le scellement chimique se présente sous la forme d'une cartouche à deux compartiments : la résine et le durcisseur. Le ratio de mélange est de 10 parts de résine pour une part de durcisseur. Le produit est mélangé à travers une buse mélangeuse que l'on fixe à l'extrémité de la cartouche.

- Le mélange des deux composants provoque une réaction chimique rapide dans le cas du POLY-GPTM et de AT-GPTM, plus lente dans le cas du SET-XPTM. Ce mélange entraîne un durcissement plus ou moins rapide (7 minutes à 20°C environ pour l'AT-HPTM).
- On réalise ainsi un ancrage par collage de la tige ou du fer à béton au matériau support (béton ou autre selon application) dans lequel elle/il est implanté.



Figures n° 51 : Scellement chimique

Le scellement peut atteindre des résistances supérieures à 85 KN

4.6.3.3 Colle

Sikadur-31 DW est une colle thixotrope à 2 composants, mélange de résine Époxydique et de fillers spéciaux, conçue pour répondre aux exigences du contact avec l'eau destinée à la consommation humaine.



Figures n° 52 : Colle de scellement

4.7 Définition de la structure supportant les ancrages

Les caractéristiques des parois sont relativement variables, en fonction du type de maçonnerie avec laquelle elles sont construites, de leur état de conservation, et du traitement de consolidation auxquelles elles sont soumises, qui traduisent également le comportement mécanique. Contrairement aux matériaux modernes, généralement homogènes, isotropes avec des propriétés mécaniques uniformes, la maçonnerie, elle, est hétérogène et discontinue. En général, les murs en maçonnerie ont une bonne résistance à la compression (bien que dépendant du volume des vides), et une très faible résistance à la traction et au cisaillement, par conséquent une mauvaise résistance à la flexion.

Actuellement, on divise les murs en maçonnerie en deux groupes principaux :

- Les murs de pierres.
- Les murs en briques de ciment ou terre cuite.

Bien sûr, au sein de chacun de ces groupes, les murs ont des caractéristiques différentes selon les matériaux les constituants et le processus de construction, qui varient selon la région où ils ont été construits.

Cela dit, on peut regrouper les murs avec des caractéristiques morphologiques identiques, les caractéristiques des parements et du liant.

Dans les vieux murs on identifie trois grands types de sections :

- Parement simple.
- Parement double.
- Parement triple.

Après avoir défini les types de mur en maçonnerie avec leurs particularités et similitudes, il est utile de donner les caractéristiques mécaniques généralement valables pour chaque groupe. Pourtant cette tâche n'est pas simple, car dans chaque groupe, il y a une grande hétérogénéité de la matière et de la morphologie, en raison de la diversité des caractéristiques des matériaux et de leurs constructions qui peuvent présenter différents niveaux de dégradation, et différentes anomalies.

Pour procéder à la caractérisation de la maçonnerie, il peut être nécessaire d'enlever localement certaines pierres. Ainsi, en effectuant des trous de forage ou en utilisant les trous et fissures existantes, il s'agit d'une inspection visuelle, qui peut être assistée par une caméra endoscopique, pour vérifier la construction morphologique et l'état respectif.

Pour la spécification qualitative de la maçonnerie, l'un des essais les plus répandus est l'essai sonique. Celui-ci, basé sur la vitesse de propagation des ondes sonores générés par des impulsions de basse ou haute fréquence (ultrasons, ou soniques) permet de:

- Décrire la morphologie des sections, en identifiant la présence des vides, des défauts ou les dommages comme la présence de matériaux différents tels que le bois dans le cas de murs en maçonnerie mixte.
- Contrôler le comportement des structures, après les interventions visant à les renforcer (surtout dans le cas d'injections et de colmatage de joints).

On devra procéder à la caractérisation mécanique de la maçonnerie par le biais d'une étude de la structure qui permet l'adoption d'un modèle structural valide et représentatif. Parmi les diverses méthodes qui existent aujourd'hui pour déterminer la propriété mécanique de la maçonnerie, on peut en distinguer deux :

- Les méthodes directes, parfois il est très difficile de corréliser les caractéristiques des composants de la maçonnerie dans son ensemble, comme par exemple dans le cas où il existe des unités de bois (maisons à colombages en Alsace). Donc les essais doivent être réalisés sur des panneaux de maçonnerie avec les dimensions nécessaires pour être représentatifs du comportement du mur, ou directement sur la structure en maçonnerie (in situ), ces essais ont plusieurs inconvénients associés à des fins destructives. Il est essentiel d'avoir un soin très particulier à la collecte et au transport des échantillons au laboratoire afin d'éviter des dégradations sur les échantillons.
- Les méthodes indirectes, les propriétés mécaniques de la maçonnerie sont estimées par rapport à la connaissance des propriétés mécaniques de ces composants (pierres, briques, mortier), on peut réaliser des carottages pour connaître les caractéristiques des composants et développer des essais à ce sujet.

De nos jours, on utilise plutôt la méthode non destructive, très polyvalente qui donne des résultats assez fiables pour déterminer le comportement moyen des matériaux. C'est l'essai des vérins plats (flat-jacks).

Cette méthode permet de déterminer la relation contrainte-déformation de la maçonnerie. Grâce à l'utilisation des vérins plats simples, il est possible de connaître la résistance à la compression et, en utilisant des vérins plats doubles, situés dans deux fentes parallèles, on peut déterminer les caractéristiques de déformation et de résistance à la compression des murs en maçonnerie, ou d'autres éléments structurels.

L'essai est basé sur la pression exercée sur le mur en effectuant une ou deux encoches dans le mur, suivie par l'application de vérins plats de petite surface, de faible épaisseur préalablement insérés dans les fentes.

Les vérins plats peuvent être laissés dans la maçonnerie aussi longtemps que l'on veut, pour que les cellules de charge vérifient l'évolution de la structure dans une période donnée. En plus de ce dispositif, on peut lui associer un comparateur pour mesurer les déformations mécaniques.

4.7.1 Contrainte / déformation

Pour aboutir aux modèles de calcul, il est nécessaire de connaître les caractéristiques du mur comme la déformation, qui peut être déterminée soit dans la direction verticale ou horizontale, avec l'essai des vérins doubles (du type GIF).

On peut déterminer les caractéristiques de déformation comme suit :

- On exécute deux entailles parallèles dans le mur.
- On vérifie la hauteur des entailles.
- On insère les vérins dans les entailles.
- Les vérins sont connectés en parallèle à la pression d'une pompe, puis on applique la tension.
- L'essai est effectué par plusieurs cycles d'augmentation et de diminution des niveaux de tension constante, en faisant les lectures des déformations.

Les niveaux de tension maximale sont choisis en fonction des caractéristiques mécaniques du mur, et ne devraient pas dépasser 50% de la résistance à la compression, la valeur du module d'élasticité pour chaque intervalle (σ) peut être calculée à partir de la formule suivante :

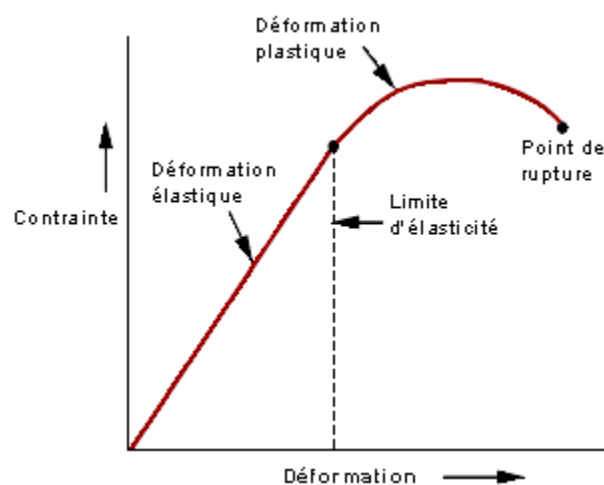
$$E = \sigma / \varepsilon \quad \text{Mpa (N/mm}^2 \text{)}$$

ε est l'extension correspondant à la déformation mesurée sur la base de la formule :

$$\varepsilon = (L_f - L_i) / L_i$$

L_i : Longueur initiale

L_f : Longueur finale



Figures n° 53 : Courbe contrainte/déformation

4.7.2 Estimation de la résistance à la compression

Pour évaluer la résistance à la compression, on pourra utiliser les vérins comme précédemment pour la détermination de la déformation. L'essai consiste à augmenter progressivement la charge des vérins, jusqu'à ce que des fissures apparaissent, puis à enregistrer la pression observée sur le manomètre.

Pour connaître la résistance, il, suffit d'extrapoler la courbe de la charge déformation.

On peut aussi déterminer la résistance par la méthode indirecte l'eurocode 6 propose une formule semi-empirique pour déterminer la résistance à la compression (f_k) de la maçonnerie.

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,30} \text{ en N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$$

$$f_m = \text{Min} \{ 20 \text{ Mpa} ; 2 f_b \}$$

K = Coefficient défini dans le tableau

f_b : Résistance normale a la compression des murs de pierres (Mpa)

f_m : Résistance normale d'un mortier classique (Mpa)

Selon l'eurocode 6 après avoir déterminé la résistance à la compression (f_k) on peut estimer le module d'élasticité (E), pour des actions à court terme il peut être considéré à 1000 f_k au E.L.U, et 600 f_k a E.L.S.A son tour le module de torsion (G), en l'absence de résultat plus concret, il peut être considéré égal à 0,40 E .

Il faut noter que ces valeurs s'appliquent pour des murs en pierres nouvelles, ce qui ne s'applique pas parfaitement dans le cas de bâtiments anciens.

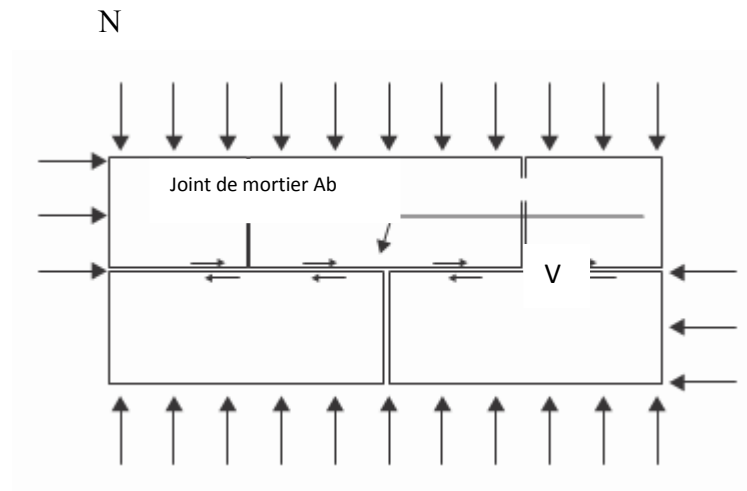
Ouvrage de maçonnerie		Mortier d'usage courant	Mortier de joints minces (joint d'assise 1 mm à 3 mm)	Mortier allégé de masse volumique	
				$600 \leq r \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < r \leq 1500 \text{ kg/m}^3$
Terre cuite	Groupe 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Groupe 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Groupe 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Groupe 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silico-calcaire	Groupe 1	0,55	0,80	++	++
	Groupe 2	0,45	0,65	++	++
Béton de granulats	Groupe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Groupe 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Groupe 3	0,40	0,50	++	++
	Groupe 4	0,35	++	++	++
Béton cellulaire autoclavé	Groupe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pierre reconstituée	Groupe 1	0,45	0,75	++	++
Pierre naturelle pré	Groupe 1	0,45	++	++	++

++ La combinaison de mortier/élément n'étant généralement pas utilisée, aucune valeur n'est donnée.

Tableau VIII : Résistance à la compression de mur en maçonnerie

4.7.3 Résistance caractéristique de cisaillement f_{vk}

La résistance f_{vk} peut être obtenue par essai (EN 1052-3 ou EN 1052-4) ou par calcul comme indiqué ci-dessous :



Figures n° 54 : Résistance caractéristique au cisaillement

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_d \leq 0,065 f_b$$

f_{vk} : résistance caractéristique initiale au cisaillement définie ci-dessous, pour la contrainte de compression σ_d nulle

σ_d : contrainte verticale moyenne s'exerçant sur la partie comprimée du mur $\sigma_d = N/Ab$

f_b : résistance moyenne normalisée de l'élément en maçonnerie.

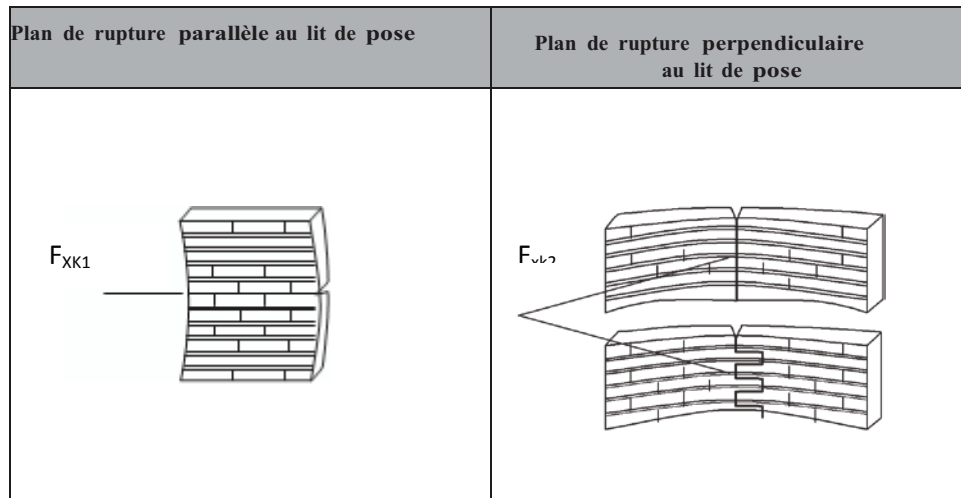
Éléments de maçonnerie en	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Mortier d'usage courant de la classe de résistance donnée	Mortier de joints minces(*) (joint d'assise 0,5 mm à 3 mm)	Mortier allégé(*)
Terre cuite	M10 – M20	0,30	0,30
	M5 – M9(*)	0,20	
Silico-calcaire	M10 – M20	0,20	0,40
	M5 – M9(*)	0,15	
Béton de granulats courants ou légers	M10 – M20	0,20	0,30
Béton cellulaire autoclavé	M5 – M9(*)	0,15	
Pierre reconstituée et pierre naturelle prétaillée	M5 – M9(*)	0,15	

(*) Les garde-fous ci-dessus sur les classes de mortier de montage permettent d'éviter un poinçonnement prématuré de celui-ci, notamment dans le cas des produits multi-alvéolés à parois minces largement utilisés en France. Des indications utiles à ce sujet sont données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).

Tableau IX : Résistance au cisaillement de mur en maçonnerie

4.7.4 Résistance caractéristique à la flexion

Deux plans de rupture privilégiés sont à considérer pour déterminer la résistance caractéristique à la flexion f_{xk1} OU f_{xk2} d'après les tableaux ci-dessous.



Figures n° 55 : Plan de rupture à la flexion

Définition des résistances caractéristiques à la flexion

Éléments de maçonnerie en	f_{xk1} (N/mm ²)		
	Mortier d'usage courant(*)	Mortier de joints minces(*)	Mortier allégé(*)
	(*) fm 5 N/mm ² ou 10 N/mm ²		
Terre cuite	0,10	0,15	0,10
Silico-calcaire	0,10	0,20	non utilisé
Béton de granulats courants ou légers	0,10	0,20	non utilisé
Béton cellulaire autoclavé	0,10	0,15(**)	0,10
Pierre reconstituée	0,10	non utilisé	non utilisé
Pierre naturelle prétaillée	0,10	0,15	non utilisé

(*) Les garde-fous ci-dessus sur les classes de mortier de montage permettent d'éviter un poinçonnement prématuré de celui-ci, notamment dans le cas des produits multi-alvéolés à parois minces largement utilisés en France. Des indications utiles à ce sujet sont données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).
(**) Ou 0,035 f_b , avec joints verticaux remplis ou non.

Tableau X : Résistance à la flexion f_{xk1}

Valeur de f_{xk1} pour un plan de rupture parallèle aux lits de pose

Éléments de maçonnerie en		f_{xk2} (N/mm ²)		
		Mortier d'usage courant(*)	Mortier de joints minces(*)	Mortier allégé(*)
		(*) f_m 5 N/mm ² ou 10 N/mm ²		
Terre cuite		0,40	0,15	0,10
Silico-calcaire		0,40	0,30	non utilisé
Béton de granulats courants ou légers		0,40	0,30	non utilisé
Béton cellulaire autoclavé	$\rho < 400 \text{ kg/m}^3$	0,20	0,20(**)	0,15
	$\rho \geq 400 \text{ kg/m}^3$	0,40	0,30(**)	0,15
Pierre reconstituée		0,40	non utilisé	non utilisé
Pierre naturelle prétaillée		0,40	0,15	non utilisé

(*) Les garde-fous ci-dessus sur les classes de mortier de montage permettent d'éviter un poinçonnement prématuré de celui-ci, notamment dans le cas des produits multi-alvéolés à parois minces largement utilisés en France. Des indications utiles à ce sujet sont données dans la norme XP P10 202 (DTU 20.1).

(**) Ou $0,035 f_b$, avec joints verticaux remplis ; $0,025 f_b$, avec joints verticaux non remplis.

Tableau XI : Résistance à la flexion f_{xk2} Valeur de f_{xk2} pour un plan de rupture perpendiculaire aux lits de pose

5 Cas d'étude :

Pignon de maison mitoyen qui doit être retenu, du fait de la démolition de la maison voisine.

5.1 Travaux à réaliser

Épingleage d'un pignon mitoyen, du fait de la démolition de la maison voisine, afin d'éviter des dommages sur la maison restante.

5.2 Localisation



Figures n° 56 : Localisation du chantier

5.3 Valeur de base du vent de référence

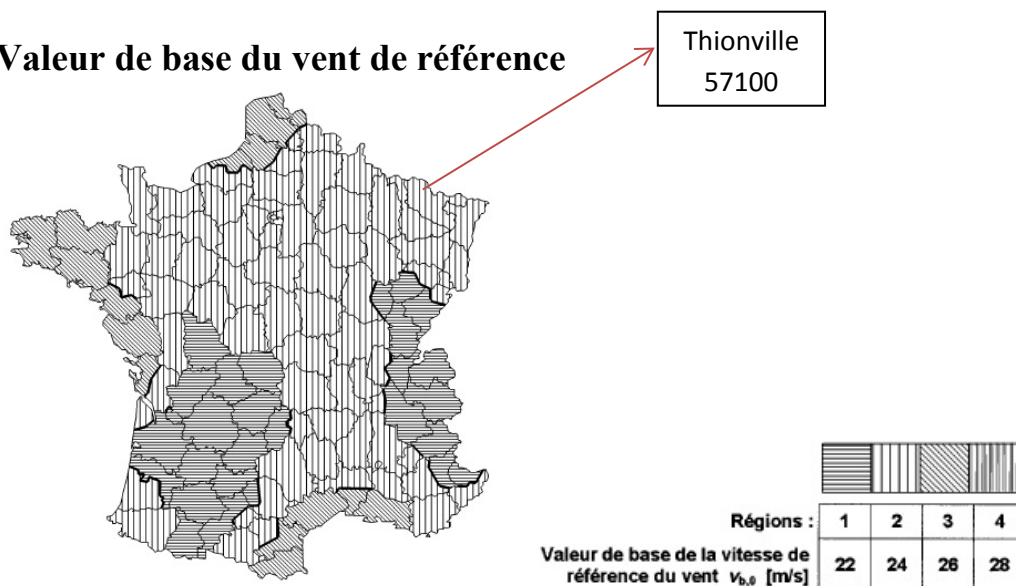


Figure n° 57 : Vitesse du vent de référence à Thionville

La Valeur de base de la vitesse du vent de référence a Thionville (Zone 2) est de **24 m/s**

5.4 Définition de la vitesse du vent moyen

On détermine la vitesse du vent moyen $V_{m(z)}$ à la hauteur z par la formule :

$$V_{m(z)} = c_r(z) \times c_0(z) \times V_b$$

avec c_r = coefficient de rugosité et c_0 = coefficient d'orographie.

5.5 Calcul du coefficient de rugosité

La rugosité s'exprime :

$$c_r(z) = \begin{cases} 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \times \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \\ c_r(z_{\min}) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

z_0 , z_{\min} et $z_{0,II}$ (rugosité rase-campagne) sont donnés dans le tableau suivant ($z_{0,II} = 0.05$ m) :

Catégorie de terrain	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,03	1
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle	0,01	1
II Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur	0,5	2
III Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes)	0,3	5
IV Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m	1,0	10

Tableau XII : Catégorie de terrain à Thionville

Comme $z_{\min} \leq z \leq z_{\max}$

$$c_r = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{oII}} \right)^{0,07} * \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

Comme catégorie de terrain III

$$z_0 (m) = 0,30 m$$

$$z_{min} (m) = 5 m$$

$$c_r = 0,19 * \left(\frac{0,3}{0,005} \right)^{0,07} * \ln \left(\frac{10}{0,3} \right)$$

$$c_r = 0,886$$

Calcul du coefficient d'orographie

$$c_o = 1$$

Car terrain relativement plat.

5.6 Calcul de la vitesse du vent moyen :

$$V_m(z) = c_r(z) * c_o(z) * V_b$$

$$V_m(z) = 0,886 * 1 * 24$$

$$V_m(z) = 21,264 m/s$$

5.7 Formule de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * V_m(z)^2$$

$I_v(z)$ = Intensité de turbulence qui dépend
du coefficient kl dont la valeur recommandée est 1

5.8 Calcul du coefficient de turbulence kl :

Cas n° 1 :

$$kl = c_o(z) * [1 - 2 * 10^{-4} * (\log_{10}(z_0) + 3)^6]$$

$$kl = 0,953$$

5.9 Calcul de l'écart type des turbulences

$$\sigma_v(z) = 0,19 \left(\frac{z_0}{z_{oII}} \right)^{0,07} * Vb * kl(z)$$

$$\sigma_v(z) = 0,19 * 1,33 * 24 * 0,953$$

$$\sigma_v(z) = 5,78$$

5.10 Calcul de l'intensité des turbulences

$$I_v(z) = \sigma_v(z)/V_m(z)$$

$$I_v(z) = 5,78/21,264$$

$$I_v(z) = 0,272$$

5.11 Calcul de la pression dynamique de pointe :

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * V_m(z)^2$$

$$q_p(z) = [1 + 7 * 0,272] * \frac{1}{2} * 1,225 * 21,264^2$$

$$q_p(z) = 804,25 \text{ N/m}^2$$

5.12 Calcul du coefficient d'exposition :

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho_{air} * V_m(z)^2 = c_e(z) * \rho * Vb^2$$

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{\rho_{air} * Vb^2}$$

$$c_e(z) = \frac{804,252}{1,225 * 24^2}$$

$$c_e(z) = 1,14$$

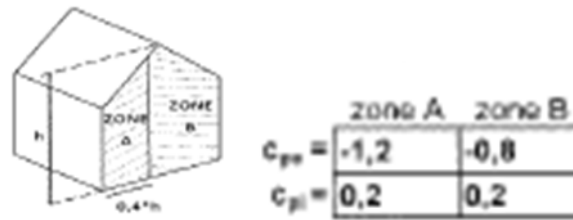
5.13 Calcul de la pression résultante sur la paroi

$$w = c_s c_d (w_e - w_i) * q_p(z)$$

$c_s c_d$: coefficient structural qui est égale à 1 si $h \leq 15 \text{ m}$

$$w = c_s c_d (w_e - w_i) * q_p(z) = (c_{pe} - c_{pi}) * q_p(z)$$

Dans notre cas $c_{pe} = -1,2$ et $c_{pi} = 0,2$ (cas le plus défavorable Zone A –Bâtiment en surpression)



Figures n° 58 : Coefficient de pression intérieure et extérieure

Donc :

$$w = (-1,2 - 0,2) * 804,252$$

$$w = (-1,4) * 804,252$$

$$w = (-1,4) * 804,252 = -1125,95 N/m^2$$

Comme $h/d \leq 1$, on applique un coefficient de 0,85

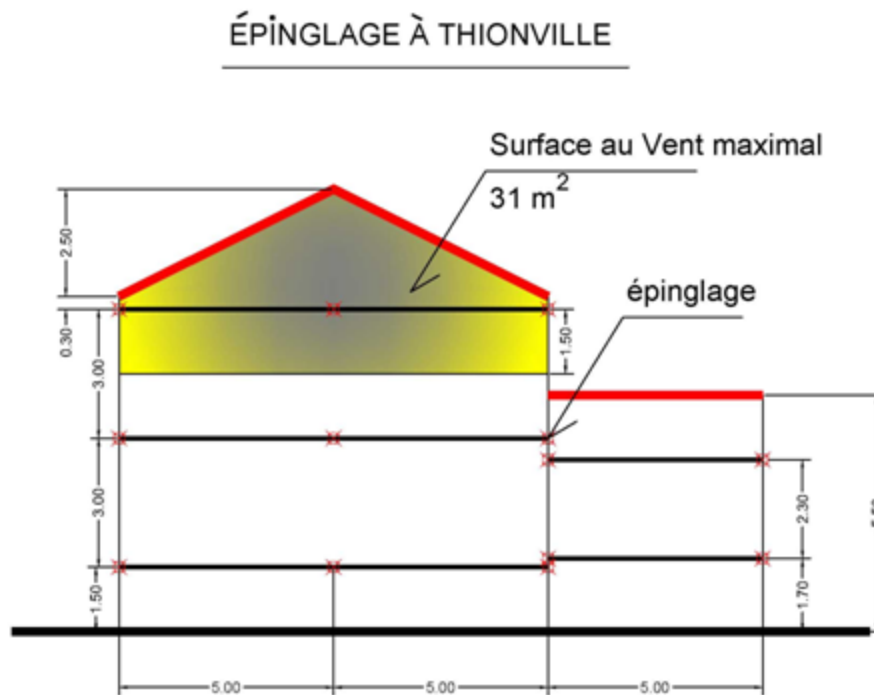
Donc la pression résultante nette sur la paroi à considérer est de :

$$w_{nette} = (-1,4) * 804,252 * 0,85 = -957,06 N/m^2$$

$$w_{nette} = -95,706 daN/m^2$$

Le calcul de la poutre avec le cas le plus défavorable (Zone A)

5.14 Dimensionnement de l'épingle



Figures n° 59 : Données du chantier

5.14.1 Sollicitations

Calcul de la poutre se fait aux ELU :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q$$

G_{\max} : Action permanente défavorable

G_{\min} : Action permanente favorable

Q : Action variable défavorable

5.14.2 Efforts

Surface du mur la plus exposée :

$$S = 31m^2$$

Effort sur la poutre Q :

$$Q = 31 m^2 * - 95,706 daN/m^2 * 1,5$$

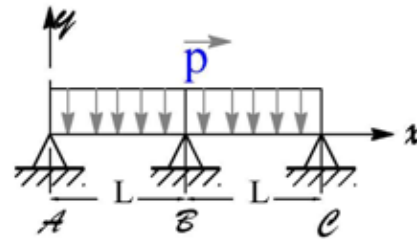
$$Q = - 4450,33 daN$$

Réactions d'appui :

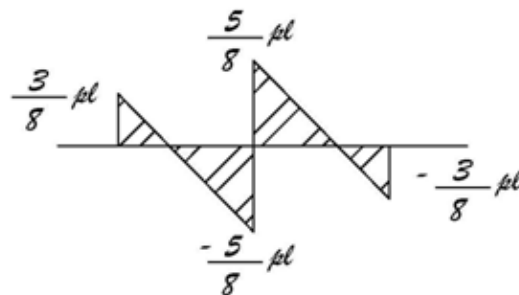


$$R_A = R_C = \frac{3}{8} pl$$

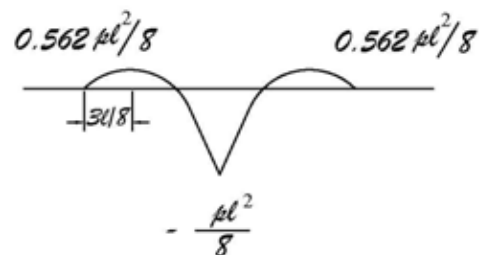
$$R_B = \frac{5}{4} pl$$



Effort Tranchant:



Moment Flechissant



Figures n° 60 : Réactions d'appuis

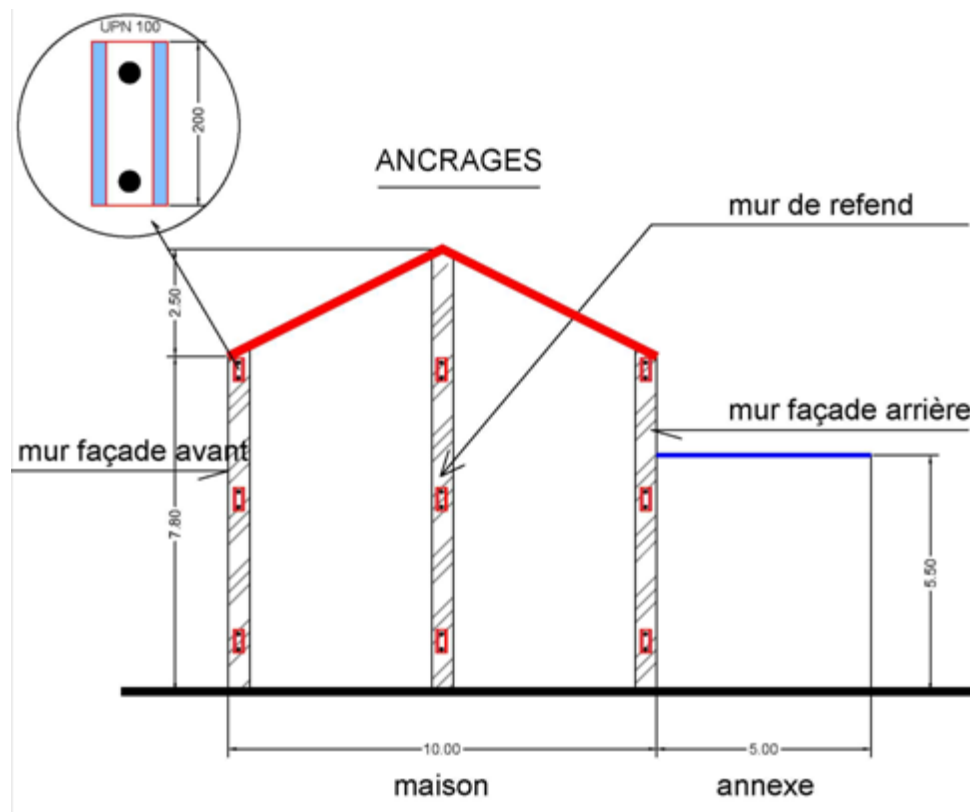
Comme la poutre totale mesure 10 ml (2 x 5 ml) $l=5$ m

$$Q = -4450,33 \frac{daN}{10} = -445,03 \text{ daN/ml}$$

$$R_A = R_C = \frac{3}{8} * Q * l = 0,375 * -445,03 * 5 = - 834,43 \text{ daN}$$

$$R_B = \frac{5}{4} * Q * l = 1,25 * - 445,03 * 5 = -2781,43 \text{ daN}$$

5.14.3 Dimensionnement des ancrages



Figures n° 61 : Ancrages

5.14.3.1 Quantité d'ancrages chimiques nécessaires :

L'effort tranchant maximal se situe à l'appui B et vaut :

$$V_{max} = \frac{5}{8} * Q * l = -1390,71 \text{ daN}$$

Sur la base d'essais réalisés in situ par des entreprises spécialisées qui nous ont permis de définir la résistance d'un ancrage chimique avec 1,00 m de longueur pouvant résister à 1200 daN/ancrage au maximum.

Donc on aura besoin de : $\frac{1390,71}{1200} = 1,15$ ancrages

Les ancrages seront réalisés avec des tiges filetées de diam 20 mm et de classe d'acier 8.8

Valeur de la section résistante A_s des tiges filetées à la traction

Diamètre nominal de la tige filetée d (mm)	14	16	18	20	22	24	27	30
Section résistante A_s (mm ²)	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau XII : Section résistante des tiges filetées Ø 20 mm

Caractéristiques mécaniques des tiges filetées selon leur classe d'acier

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des tiges filetées							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} N/mm ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} N/mm ²	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau XIII : Caractéristiques mécaniques des tiges filetées Ø 20 mm classe 8.8

5.14.3.2 Résistance au cisaillement :

$$F_v = 0,6 * f_{ub} * \frac{A_b}{\gamma_{Mb}}$$

Avec $A_b = A_s$: Aire de section résistante en traction de la tige filetée

$$F_v = 0,6 * 800 * \frac{245}{1,25}$$

$$F_v = 94080 \text{ N}$$

$$F_v = 9408 \text{ daN}$$

Par rapport au cisaillement les tiges filetées n'ont qu'à retenir le poids de la poutre qui est de 16,70 daN/ml , ce qui équivaut à un effort max de $V = \frac{5}{8} * Q * l = - 52,18 \text{ daN}$ ce qui est négligeable.

5.14.3.3 Assemblages sollicités à la traction

La résistance à la traction vaut :

$$F_T = 0,9 * f_{ub} * \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_T = 0,9 * 800 * \frac{245}{1,5}$$

$$F_T = 117600 \text{ N}$$

$$F_T = 11760 \text{ daN}$$

5.14.3.4 Résistance au cisaillement et à la traction

Les tiges filetées à des efforts combinés de cisaillement V et de traction T , doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\frac{V}{F_v} + \frac{T}{1,4F_T} \leq 1$$

$$\frac{52,18}{9408} + \frac{1390,71}{1,4 * 11760} \leq 1$$

$$0,09 \leq 1$$

Les conditions sont satisfaites donc les tiges filetées de diamètre 20 mm de classe d'acier 8.8, remplissent largement les critères de traction et cisaillement.

5.14.3.5 Scellement chimique

Le scellement chimique utilisé avec de la résine du type époxy, a des performances qui peuvent aller jusqu'à 10000 daN pour une tige filetée de diam 20 mm ancrée de 1,00 m.

5.14.3.6 Arrachage de l'ancrage

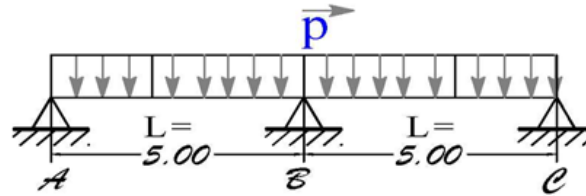
L'expérience nous dit qu'un ancrage de diamètre 20 mm et de longueur 1,00 m résiste à une traction de 1200 daN , car le plus souvent l'ancrage se détache avec l'arrachage du cône d'ancrage dans le mur de pierres de taille, ou par glissement entre la tige filetée et la résine époxy.

5.14.4 Dimensionnement de la poutre



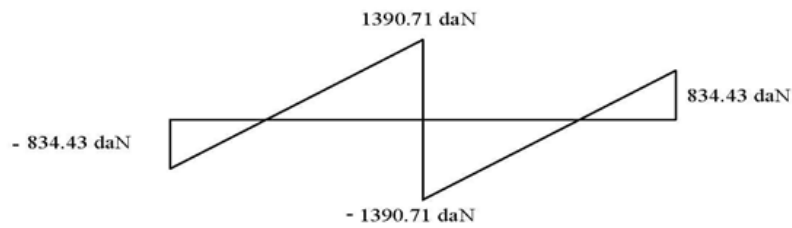
Cas Thionville

ELU:P = - 445.03 daN/ml
ELS:P = -296.68 daN/ml



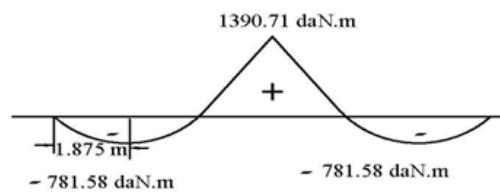
Effort Tranchant:

à l'ELU



Moment Fléchissant

à l'ELU



Figures n° 62 : Effort tranchant et moment fléchissant

5.14.4.1 Calcul de la flexion horizontale :

Poutre de 10 ml de longueur (2* l):

$$Q = \frac{445,03}{10} = - 445,03 \text{ daN/ml}$$

A l'appui B le moment maximum sollicitant de calcul $M_{ed} = -\frac{Ql^2}{8}$

$$M_{ed} = -\frac{-445,03 * 5^2}{8}$$

$$M_{ed} = 1390,71 \text{ daN.m}$$

L'effort tranchant max se produit à l'appui B

$$V_{ed} = 0,625 * -445,03 * l$$

$$V_{ed} = -1390,71 \text{ daN}$$

Pour déterminer la section de la poutre on définit :

L'épaisseur de la semelle sera inférieure à limite de 40 mm, de sorte que la résistance de calcul n'est pas réduite et vaut ainsi 235 N/mm².

La section sera de classe 1, ou 2 ce qui est fréquent pour les profilés laminés à chaud faits de cette nuance d'acier.

Le moment sollicitant de calcul M_{ed} doit être inférieur ou égal au moment résistant de calcul de la poutre M_{cRd} .

En l'absence de déversement, M_{cRd} est égal au moment résistant en section, s'agissant d'une section de classes 1, ou 2.

M_{cRd} est égal au moment résistant plastique de la section.

$$M_{cRd} = M_{ply}Rd = W_{ply} * \frac{F_y}{\gamma M_o}$$

W_{ply} est le module de flexion plastique de la section

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

γM_o est le coefficient partiel de sécurité pris égal à 1

$$W_{ply} = \frac{M_{ed} * \gamma M_o}{F_y}$$

$$W_{ply} = 1390,71 * 10 * \frac{1}{235}$$

$$W_{ply} = 59,18 \text{ cm}^3$$

Critères de flèche :

A l'ELS

Portée $l = 5,00$ m

Flèche limitée à $l/200$

Soit $W = 5000/200 = 25$ mm

Comme poutrelle sur 3 appuis :

$$W = \frac{2,05 * pl^4}{384 * E * I_y}$$

Calcul du moment quadratique minimum I_y , par rapport à l'axe fort

$$I_y = \frac{2,05 * 2,96 * 5000^4}{384 * 210000 * 25}$$

$$I_y = \frac{2,05 * 2,96 * 5000^4}{384 * 210000 * 25}$$

$$I_y = 1881200,4 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 188,12 \text{ cm}^4$$

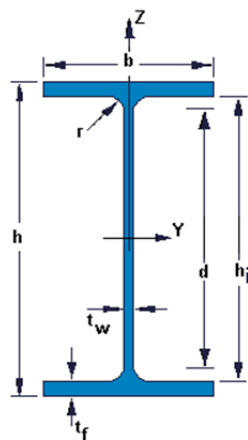
On va prendre un HEA 100 avec

$$W_{ply} = 83,01 \text{ cm}^3 > W_{plymin} = 59,18 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 349,20 \text{ cm}^4 > I_{ymin} = 188,12 \text{ cm}^4$$

Des lors qu'une poutre est simplement appuyée, n'exige aucune capacité de rotation plastique de la poutre classe 1.

HEA 100



CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

$h = 96$ mm
 $b = 100$ mm
 $t_w = 5$ mm
 $t_f = 8$ mm
 $r = 12$ mm
 $d = 56$ mm

CARACTERISTIQUES MECANIQUES

$g = 16,70$ kg/m
 $A = 21,20$ cm²
 $I_y = 349,20$ cm⁴
 $W_{el,y} = 72,76$ cm³
 $W_{pl,y} = 83,01$ cm³
 $i_y = 4,06$ cm
 $A_{vz} = 7,56$ cm²
 $I_z = 133,80$ cm⁴
 $W_{el,z} = 26,76$ cm³
 $W_{pl,z} = 41,14$ cm³
 $i_z = 2,51$ cm
 $I_t = 5,24$ cm⁴
 $I_w = 2,58 \times 10^3$ cm⁶

Figures n° 63 : Caractéristiques HEA 100

5.14.4.2 Vérification de semelle :

La valeur limite de c_f/t_f pour une semelle comprimée de classe 1 d'un profilé HEA est de 10ε .

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{F_y}$$

$$F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{235}}{235}$$

$$\varepsilon = 1$$

Calculons le rapport

$$\frac{c_t}{t_f} = \frac{[(100-5)-(2*12)]}{8}$$

$$\frac{c_t}{t_f} = 8,875 \leq 10\varepsilon$$

5.14.4.3 Vérification de l'âme :

La valeur limite pour d/t_w pour une âme fléchie de classe 1 d'un profilé HEA est de 72ε

Comme $\varepsilon=1$ et $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$d=56$ $t_w=5$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{56}{5} = 11,2 \leq 72\varepsilon$$

Toutes les parois sont totalement ou partiellement en compression de classes 1 donc capables de développer leur moment de résistance plastique.

5.14.4.4 Vérification au cisaillement

L'effort tranchant est transmis par l'âme de la poutre, la résistance de calcul à l'effort tranchant $V_{c Rd}$ de la poutre doit être vérifiée, pour satisfaire la condition d'ELU elle doit au moins être égale à l'effort tranchant sollicitant de calcul $V_{ed} = 1390,71 \text{ daN}$.

Il n'y a pas de risque de voilement par cisaillement de l'âme, en effet le rapport $\frac{h_w}{t_w} = \frac{80}{5} = 16$ est inférieur à la limite $\frac{72\varepsilon}{n}$

ou $n = 1,20$ facteur des que la nuance d'acier est S235

$$\frac{72\varepsilon}{1,20} = 60$$

Ceci étant la résistance $V_{c Rd}$ est la résistance plastique de calcul au cisaillement soit :

$$V_{c Rd} = V_{pl Rd} = A_v * \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma M_o}$$

Dans notre cas $A_v = 7,56 \text{ cm}^2$

La limite d'élasticité est de $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\gamma M_o = 1$$

$$V_{c Rd} = V_{pl Rd} = 756 * \frac{235}{\sqrt{3} * 1}$$

$$V_{c Rd} = V_{pl Rd} = 756 * \frac{235}{\sqrt{3}}$$

$$V_{c Rd} = V_{pl Rd} = 102\,575,05 \text{ N}$$

$$V_{c Rd} = V_{pl Rd} = 10\,257,50 \text{ daN}$$

Comme $V_{pl Rd} \geq V_{ed} = -1390,71 \text{ daN}$ la résistance de l'âme au cisaillement est assurée

5.14.4.5 Vérification du critère de Von Mises :

Critère à partir duquel le matériau se plastifie :

$$\tau = \frac{F_y}{\sqrt{3}} = 135,67 \text{ Mpa}$$

Contrainte de cisaillement HEA 100 :

$$\sigma = \frac{F}{S}$$

$$\sigma = \frac{13907,1}{21,2 * 10^2}$$

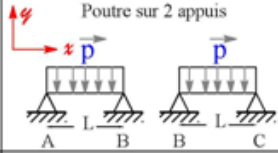
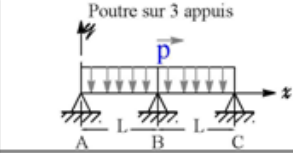
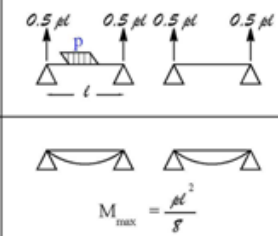
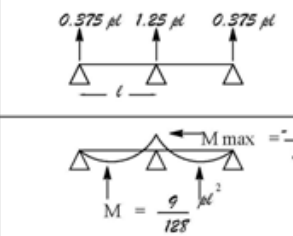
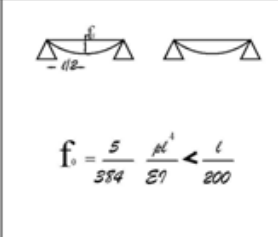
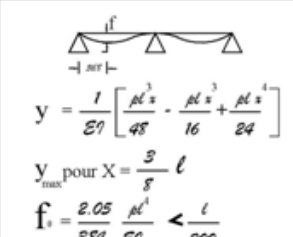
$$\sigma = 6,56 \text{ Mpa}$$

Notre contrainte est très inférieure à la contrainte limite de cisaillement pur (critère de Von Mises), donc il n'y a pas de danger de plastification de notre HEA 100.

5.14.4.6 Vérification de flèches

L'eurocode 3 exige que les flèches de la poutre soient contrôlées sous les conditions de service suivantes :

- Actions variables
- Actions permanentes et variables

	Poutre sur 2 appuis	Poutre sur 3 appuis
<i>Réactions d'appuis</i>		
<i>Moment de flexion maximum</i>		
<i>Flèches maximales</i>		

Figures n° 64 : Poutres sur 2 appuis / 3 appuis

Note : le matériau de la poutre étant en acier, il ne subit pas de fluage de telle sorte qu'il n'y a pas de flèche à terme à considérer

Les flèches sont à vérifier à l'ELS.

5.14.4.6.1 Flèche horizontale :

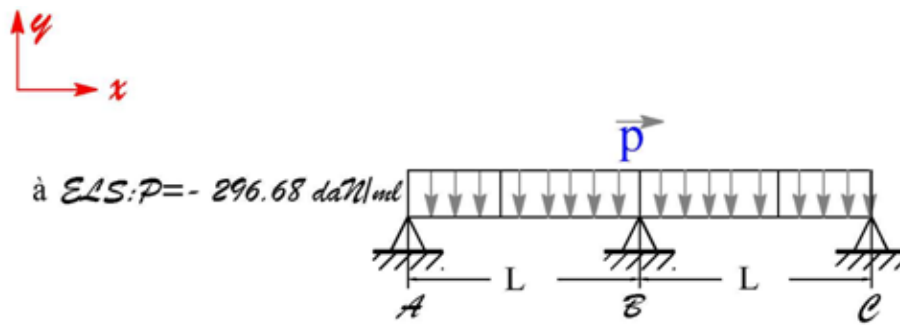
Pour une charge uniformément répartie avec 3 appuis :

$$W = \frac{2,05 * pl^4}{384 * E * I_y}$$

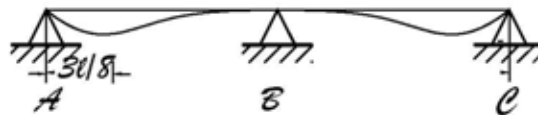
E : Module d'élasticité de l'acier : 210 000 N/mm²

I_y : Moment quadratique par rapport à l'axe fort du HEA 100 : 349,20 * 10⁴ mm⁴

La charge répartie du vent à l'ELS est de Q= 296,68 daN/ml



Flèche



$$f_0 = \frac{2.05 \text{ pl}^4}{384 \text{ EI}}$$

Figures n° 65 : Flèche poutres sur 3 appuis

$$\text{Donc } W = \frac{2,05 * 2,96 * 5000^4}{384 * 210000 * 349,20 * 10^4} = 13,46 \text{ mm} \leq W_{\text{max}}$$

Comme $W_{\text{max}} \leq l/200 \text{ mm}$

$$W_{\text{max}} \leq 5000/200$$

$$W_{\text{max}} \leq 25 \text{ mm}$$

5.14.4.6.2 Flèche verticale :

La charge à supporter est le poids propre de la poutre HEA 100 : 16,70 kg/ml

$$P = 16,70 \text{ daN/ml}$$

Pour une poutre sur 3 appuis, charge uniformément répartie :

$$W = \frac{2,05 * \text{pl}^4}{384 * G * I_z}$$

G : Module d'élasticité transversale de l'acier : 81 000 N/mm²

I_z : Moment quadratique par rapport à l'axe faible du HEA 100 : 133,80 * 10⁴ mm⁴

$$\text{Donc } W = \frac{2,05 \cdot 0,167 \cdot 5000^4}{384 \cdot 81000 \cdot 133,8 \cdot 10^4} = 5,14 \text{ mm} \leq W_{\max}$$

Comme $W_{\max} \leq 1/200 \text{ mm}$

$$W_{\max} \leq 5000/200$$

$$W_{\max} \leq 25 \text{ mm}$$

Donc notre profilé HEA 100, remplit aussi les conditions de flèche verticale à l'ELS, cependant nous mettrons en place des cornières afin de faciliter la mise en place des poutres.

5.14.4.7 Vérification des contraintes :

On considère les moments M_y et M_z :

$$\text{Il faut vérifier que } \sigma = \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq F_y$$

$$M_z = -Pl^2/8 \text{ (Poids propre de la poutre } 16,70 \text{ daN/ml)}$$

$$M_z = 52,18 \text{ dan} \cdot \text{ml}$$

$$\sigma = \frac{M_y}{W_{ply}} + \frac{M_z}{W_{plz}} \leq F_y$$

$$\sigma = \frac{1390,7 \cdot 10^4}{83,03 \cdot 10^3} + \frac{52,18 \cdot 10^4}{41,14 \cdot 10^3} \leq F_y$$

$$\sigma = 167,49 + 12,68 \leq F_y$$

$$\sigma = 180,17 \text{ Mpa} \leq F_y = 235 \text{ Mpa}$$

Avec un coefficient de sécurité de $235/180,17=1,30$

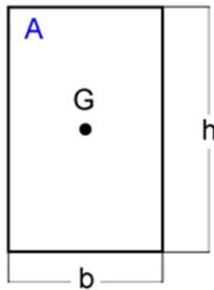
Si le coefficient de sécurité doit être supérieur, on choisira un autre profilé ou on changera de nuance d'acier.

5.14.4.8 Rendement de la section

Un bon dimensionnement a pour but d'optimiser le ratio « inertie/prix ».

Or le prix étant directement proportionnel au poids de l'acier, il faut minimiser la consommation d'acier et maximiser l'inertie.

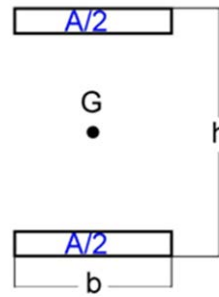
De ce fait il faut trouver une section qui ait un rendement maximum :



$$bh = A$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = 0,16 Ah$$



$$I = 2 * \frac{A}{2} * \left(\frac{h}{2}\right)^2 = A \frac{h^2}{4}$$

$$\frac{I}{v} = 0,50 Ah$$

Figures n° 66 : Rendement section

La section en I idéale est 3 fois plus performante que la section rectangulaire de référence.

Les profilés laminés courants ont une performance intermédiaire qui correspond à la moyenne entre les sections rectangulaires et I idéal.

Dans notre cas HEA 100 :

$$\rho = \frac{I}{A * v_s * v_i}$$

$$I=349,20 \text{ cm}^4$$

$$A=21,20 \text{ cm}^2$$

$$v_s=v_i=9,6/2=4,8 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{349,20}{21,2 * 4,8 * 4,8}$$

$$\rho = 0,71$$

Le rendement de notre HEA 100, n'est pas particulièrement performant, cela s'explique du fait qu'il possède une âme très nettement surdimensionnée (ce qui représente de la matière non performante donc pénalisante.)

De plus au lieu d'utiliser HEA 100, on pourra mettre en place 2 UPN100.

HEA 100	2 X UPN 100
$g = 16,70 \text{ kg/m}$ $A = 21,20 \text{ cm}^2$ $I_y = 349,20 \text{ cm}^4$ $W_{el,y} = 72,76 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 83,01 \text{ cm}^3$ $A_{vz} = 7,56 \text{ cm}^2$ $I_z = 133,80 \text{ cm}^4$ $W_{el,z} = 26,76 \text{ cm}^3$ $W_{pl,z} = 41,14 \text{ cm}^3$	$g = 21,20 \text{ kg/m}$ $A = 27 \text{ cm}^2$ $I_y = 412,00 \text{ cm}^4$ $W_{el,y} = 82,40 \text{ cm}^3$ $W_{pl,y} = 98,00 \text{ cm}^3$ $A_{vz} = 12,92 \text{ cm}^2$ $I_z = 58,60 \text{ cm}^4$ $W_{el,z} = 16,98 \text{ cm}^3$ $W_{pl,z} = 32,40 \text{ cm}^3$

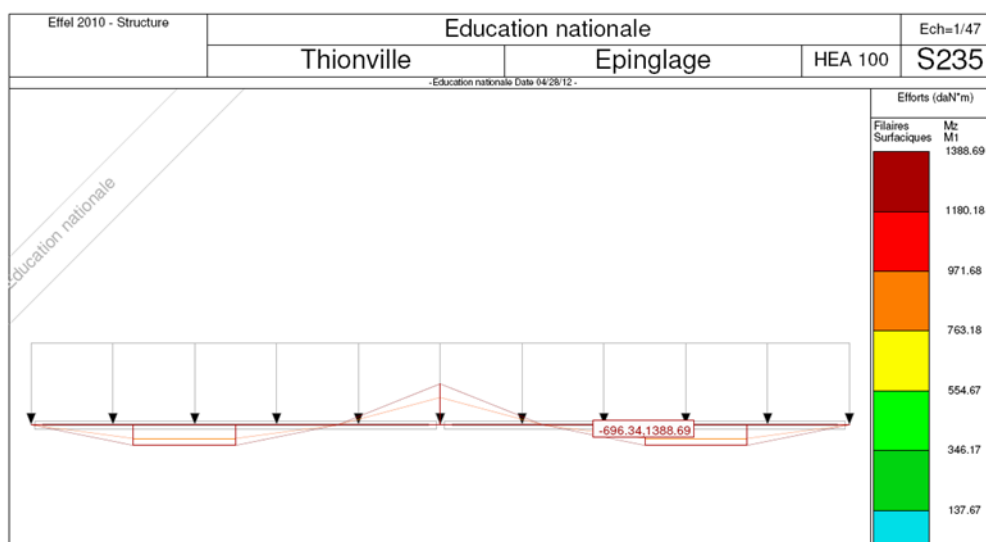
Tableau XV : Caractéristiques HEA 100/2UPN 100

Tous les paramètres sont vérifiés également avec 2UPN100.

6 Logiciel EFFEL

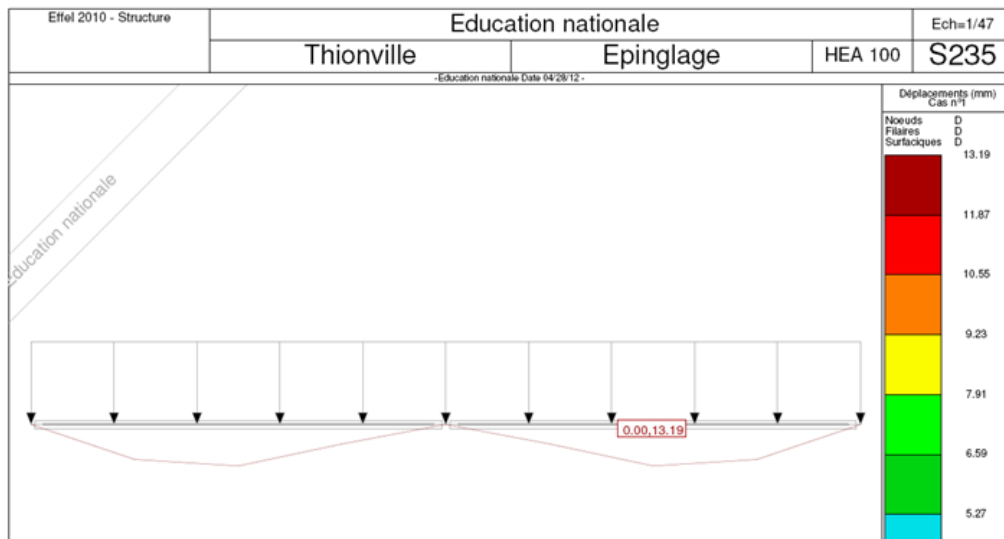
Le logiciel EFFEL , est un logiciel de calcul de structure aux éléments finis, qui est reconnu par la profession et adopté par les ingénieurs les plus exigeants, il est le premier programme français à proposer un environnement complet pour le calcul de structures dédié aux métiers de la construction.

6.1 Moment fléchissant max



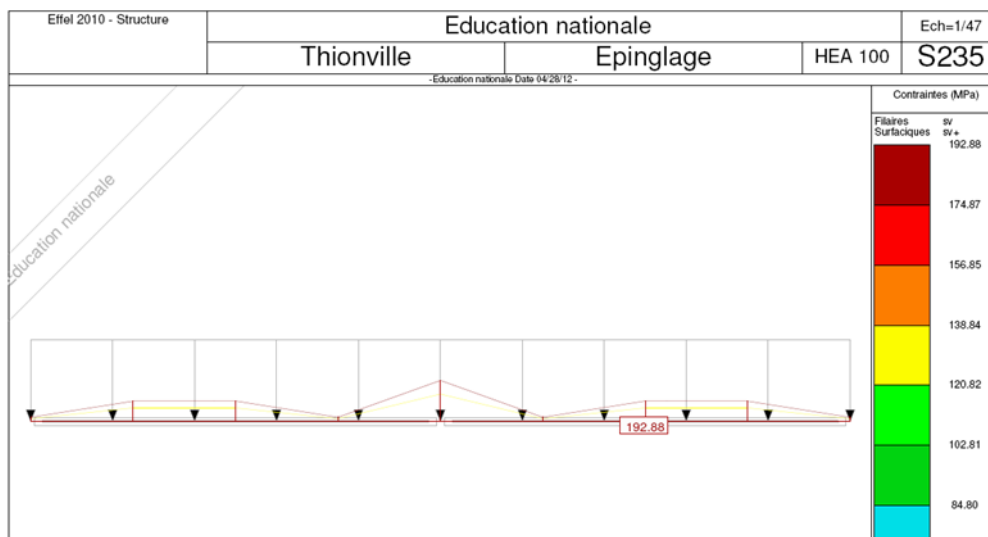
Figures n ° 67 : Moment fléchissant EFFEL

6.2 Flèches



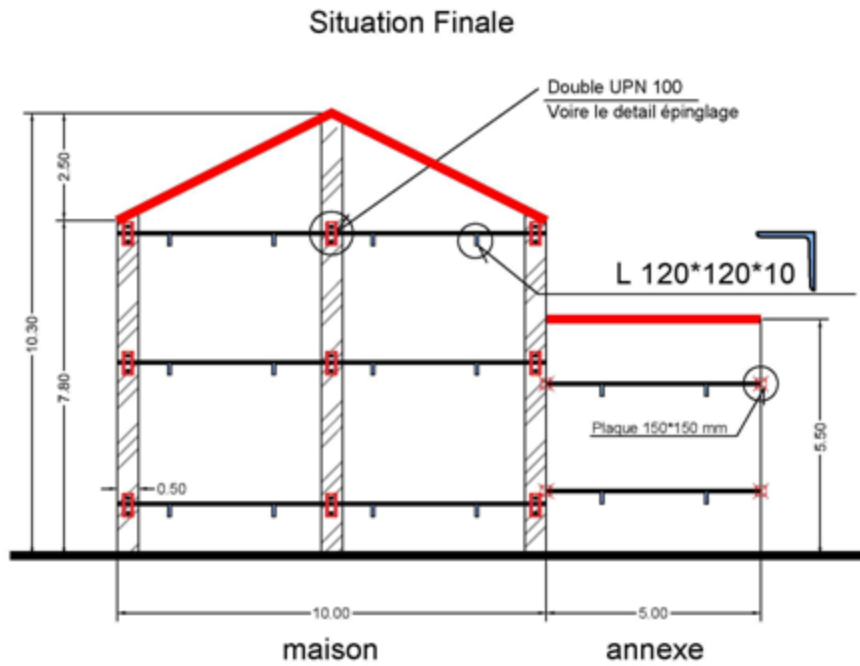
Figures n° 68 : Flèche EFFEL

6.3 Contrainte

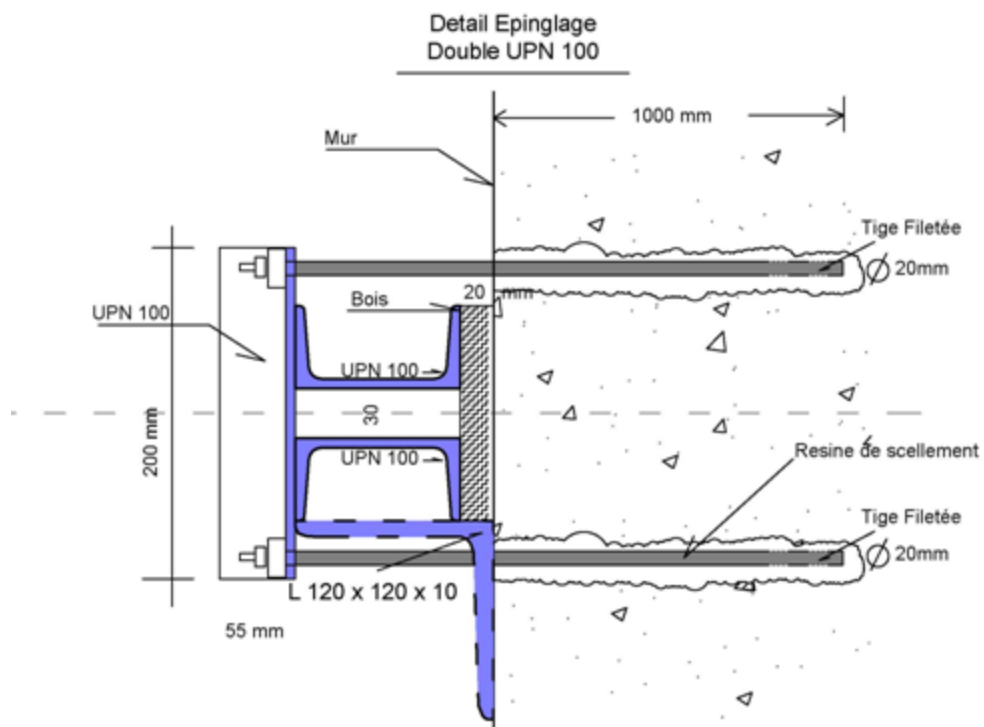


Figures n° 69 : Contrainte EFFEL

Les vérifications avec le logiciel EFFEL, sont en accord avec les calculs manuels.



Figures n° 70 : Situation Finale



Figures n° 71 : Détail de fixation



Figures n° 72 : Situation Finale en photographie

Ces structures sont temporaires et, par conséquent d'une durée de vie relativement courte, beaucoup moindre que les périodes de retour généralement considérées. Cependant, le concepteur peut choisir de prendre en compte ces actions dans le cas où on se trouve dans une région à risque (Nice, ...).

L'effet causé par les vibrations provoquées par la démolition ou par les travailleurs lors de la reconstruction n'est pas facile à quantifier. Généralement ces actions ne sont pas significatives, car elles n'ont pas une grande importance en termes d'efforts, elles peuvent réduire la rigidité structurale ce qui signifie qu'elles ne peuvent pas toujours être négligées. Si la zone est très sollicitée en termes de vibrations, comme c'est le cas dans des situations spéciales : passage de trains ou métro, existence d'industrie causant de fortes vibrations, on devra les quantifier.

Donc, l'action du vent est la plus importante sur la façade, et elle est souvent la seule à être considérée.

D'autres actions peuvent être présentes, issues des travaux eux-mêmes, comme le contreventement avec les bâtiments adjacents, ou certaines parties du bâtiment qui ne sont pas démolies.

Une fois faite la quantification des actions, nous décidons du meilleur type de structure de soutènement, puis nous obtenons les efforts respectifs en ayant recours au programme EFFEL.

Pour évaluer les efforts résultants des actions, nous avons fait appel au programme EFFEL. En ce qui concerne la modélisation des différents éléments structurels on utilise les éléments finis de barres pour simuler les profilés métalliques de la structure.

7. Étude comparative

Il est très habituel d'avoir recours à l'utilisation de systèmes de soutien multiples de poutres complétés ou combinés, ce qui signifie que leurs avantages et inconvénients peuvent s'ajouter ou s'annuler.

L'inconvénient commun à tous ces systèmes, est d'être un système passif, qui est temporaire et ne contribue pas à la stabilité du bâtiment.

La présente étude a pour objectif de fournir une comparaison succincte entre les différents types de systèmes de soutien, selon différents point de vue, en analysant la vitesse de montage, la facilité de mise en œuvre, les impacts sur les travaux de reconstruction, les impacts sur l'environnement, ainsi qu'une analyse économique et sécuritaire.

7.1 Rapidité de montage

Concernant la stabilisation des pignons, la solution de la mise en œuvre des ancrages et la plus rapide, toutefois il est nécessaire que les maisons mitoyennes aient des dalles en béton armé.

En ce qui concerne la stabilisation de façades, le système de montage le plus rapide est celui des caissons. C'est une structure très simple, de barres ou treillis fixés sur la façade et le bâtiment adjacent, n'ayant pas de fondation. Le nombre de profilés est assez petit, il y a une grande contribution à la facilité et la rapidité d'exécution de l'assemblage de ce type de structure. Toutefois, cette structure doit être mise en place par phases, et donc les équipes de montage doivent revenir sur le chantier plusieurs fois pour le montage, et pour le démontage, autant de fois que de niveaux.



Figures n° 73 : Caissons

Le système de support avec étaçons est un autre système facile à mettre en œuvre et rapide à installer, également indiqué pour les soutènements d'urgence des murs ou des fouilles. Toutefois il nécessite la mise en place de fondation, ce qui est un inconvénient par rapport au précédent.

Les structures restantes beaucoup plus lentes au montage, que ce soit par le système de console, ou le système d'échafaudage articulé, peuvent être améliorées, selon divers aspects :

- L'expérience des travaux de réhabilitation.
- L'adaptabilité de la structure à différents ouvrages.
- La possibilité de diviser la structure en éléments qui peuvent être facilement transportés et assemblés sur site.
- L'utilisation d'éléments plus modernes de longueur variable et réglables qui soient facile à monter et à démonter, permettant un bon rendement

7.2 Impacts sur le déroulement du chantier

Pour le soutien des pignons l'impact sur le déroulement du chantier est résiduel, il faudra juste coordonner l'enlèvement des poutres au fur et à mesure du bétonnage des dalles.

Lorsque que l'on considère qu'il est nécessaire de réaliser un système de soutien de façade, il faut immédiatement prendre en compte son impact sur les travaux de reconstruction avec toutes les contraintes qu'il impose. Ainsi il ne faut pas oublier que la structure occupe de l'espace et que cet espace est également nécessaire pour la construction.

Les systèmes du type caissons peuvent avoir un grand impact lors des travaux car ils sont généralement montés à l'intérieur, en unissant différentes façades et en les appuyant sur les bâtiments adjacents. Les profilés conditionnent les travaux de démolition, ainsi que les travaux de reconstruction. Il peut devenir nécessaire de faire des interruptions pour les démolitions pour la mise en place des caissons et ultérieurement pour l'enlèvement des profilés au fur et à mesure de la nouvelle construction dans le cas où on ne peut pas les retirer à la fin des travaux par les baies définitives. D'autre part l'espace extérieur est laissé libre, ainsi que l'espace au niveau des fondations, ce qui peut être utile dans le cas de la réalisation de caves.

Le soutènement par étaçons est généralement effectué par l'extérieur, et donc n'a pas de grand impact sur la construction à l'intérieur, seulement vis-à-vis du local de déchargement des matériaux.

Le système de console occupe un espace très réduit de sorte que son impact est très infime en relation à l'impact sur les travaux. Il doit y avoir une préoccupation avec ce système car il proportionne une certaine instabilité.

Les structures d'étalement par structures articulées, dans la plupart des cas effectuées par l'extérieur, n'occasionnent pas d'énormes perturbations sur les travaux de reconstruction, et peuvent également servir pour la mise en place de containers, et de toilettes dans son intérieur.

Cependant chaque cas est différent, car il y a des situations où l'installation de supports par l'extérieur n'est pas autorisée par les municipalités. Cela pose différents problèmes, non seulement pour l'exécution des dalles, du terrassement pour des caves avec prolongements des fondations le cas échéant.

Il est aussi préférable quel que ce soit le type de structure choisi, qu'il y ait un espacement entre les profilés pour permettre un accès aux véhicules.

7.3 Impacts sur les alentours

7.3.1 Impact visuel

L'impact visuel de ces structures est directement lié au volume qu'elles occupent à l'extérieur du bâtiment, mais pas seulement.

L'aspect du chantier, dépendra beaucoup de l'aspect de la structure et surtout si elle est située à l'extérieur.

Bien que cette question n'ait pas une importance significative, elle peut devenir pertinente dans les zones touristiques et piétonnes.

L'adoption d'un système de soutien par l'intérieur est la meilleure option pour masquer la structure et la rendre invisible.

Une autre façon de dissimuler un peu de la structure est la mise en place d'un filet, ou d'un film de publicité. Cependant l'aspect final est très variable et l'impact visuel est très discutable, de plus ces éléments doivent être pris en compte dans les calculs de dimensionnement.

7.3.2 Impact pour les citoyens

Dans le cas de la stabilisation des pignons, il n'existe aucune gêne pour les citoyens car la stabilisation se fait à l'intérieur du chantier.



Figures n° 74 : Épinglage avec poutres

La grande majorité des cas où on préserve la façade des bâtiments se produit dans les centres urbains, où l'espace est très important, ce qui rend très difficile la réalisation d'un travail de ce genre sans causer d'impact direct sur la circulation des véhicules et piétons et sur la vie des citoyens.

D'autre part les structures intérieures ont un grand impact sur la réalisation des travaux. Cela dit, il serait utile de trouver un moyen de surmonter ces deux problèmes.

Le système de console est celui qui gêne le moins que ce soit à l'intérieur et à l'extérieur, toutefois il a le désavantage de la mise en place des profilés et de ses dimensions.

On peut minimiser l'impact à travailler à l'intérieur avec les systèmes des caissons, en les accouplant avec des profilés horizontaux, tout en préservant la sécurité.

Le système de structure en portique occupe une certaine place à l'extérieur sur la voie publique, qui peut nous obliger à occuper les trottoirs ou une partie des rues. Toutefois on peut réaliser des passerelles pour l'accès des piétons et/ou des voitures.

7.4 Analyse économique

Pour trouver la solution la plus économique à appliquer dans certains travaux, on doit peser plusieurs facteurs, qui ne se résument pas seulement au coût de la structure.

L'économie est aussi étroitement liée à la facilité et à la rapidité de montage, qui se traduira par le temps dispensé pour mener à bien cette tâche.

Les impacts qu'ont les systèmes de soutènement pour la réalisation des travaux, définissent les solutions du point de vue économique, en tenant compte du fait que celle-ci peut poser des entraves plus ou moins élevées en terme de perte de temps et d'espace.

Ainsi l'analyse décrite dans les paragraphes précédents est facilement liée à une analyse économique de ces structures, selon plusieurs facteurs parmi lesquels :

- La maîtrise des coûts directement liés à la structure.
- Les coûts de montage et de démontage, soumis à la vitesse, la facilité d'exécution, l'exigence de main d'œuvre et d'équipement spécialisés.
- Les impacts sur les travaux causent des restrictions de temps et d'utilisation de certaines techniques de construction.
- Les impacts sur les alentours imposent, des restrictions pour le montage, la protection des bâtiments voisins, pour la protection des véhicules et des personnes.

L'analyse économique des structures d'étaie ne peut être complète si l'on ne compare pas les systèmes conçus avec des profilés traditionnels (HEB, IPE), avec des systèmes modernes de poutres d'étaie démontables.

Avantages des systèmes démontables par rapport aux systèmes traditionnels :

- Le temps d'assemblage pour les systèmes démontables est beaucoup plus court.
- Un système qui permet un montage et démontage, ne nécessite ni ajustement ni soudage.
- Pas de transport de grande envergure contrairement aux systèmes traditionnels.
- Dispense généralement de la fermeture des baies.
- Réutilisation des mêmes structures quel que soit le chantier.

Ainsi pour des périodes inférieures à un an et demi, la location de ce système est préférable, ou bien l'achat peut se révéler compensatoire bien qu'il y ait un coût initial important.

7.5 Sécurité

Lors de la démolition et la reconstruction des bâtiments, la sécurité a un rôle très important qui commence au stade de la conception.

Le secteur du bâtiment et des travaux publics concentre près de 9 % des salariés du régime général. Il représente à lui seul environ 18 % des accidents avec arrêt de travail et près de 30 % des décès. Un constat qui mérite une analyse spécifique et impose une intensification des efforts de prévention.

Le secteur de la construction est l'un des plus importants de notre activité économique. Les salariés du BTP sont, plus que les autres, exposés à des risques élevés d'accidents du travail ou de maladies professionnelles.

La prévention a permis de diviser par 3 le nombre d'accidents mortels au cours des 30 dernières années. Cependant, la vigilance doit rester de mise et intégrer les facteurs de risques professionnels suivants :

- diversité et complexité des intervenants et des techniques sur un même chantier, avec des intérêts divergents, des contraintes d'interfaces multiples.
- spécificité de chaque projet qui renforce les aléas.
- facteurs socio-économiques déterminants.
- contraintes de délais, d'espace et aléas de toute nature.
- conditions climatiques, géologiques ou environnementales incontournables...

Sources d'accidents, les situations d'improvisation et d'urgence sur les chantiers résultent généralement d'un manque d'anticipation dans la préparation des travaux.

La prévention dans le BTP repose sur :

- la concertation et la coordination en amont des parties prenantes : aménageur, maître d'ouvrage, maître d'œuvre, bureau d'études, entrepreneurs, concessionnaires des réseaux et des infrastructures...
- l'organisation des chantiers et des activités réelles.
- l'adoption de bonnes pratiques.
- le respect des différentes réglementations applicables.

Il faut savoir anticiper dans la préparation des travaux, et adopter les bonnes pratiques :

- Gestion rigoureuse du projet de construction par une planification réaliste des travaux et mise en œuvre des moyens appropriés.
- Intégration des principes généraux de prévention et des obligations légales de sécurité par tous les acteurs dans toutes ses phases (programme, conception, définition des méthodes, réalisation, réception).
- Évaluation des risques spécifiques au projet de construction.
- Désignation par le maître d'ouvrage d'un coordonnateur compétent pour les chantiers concernés et doté des moyens et de l'autorité nécessaires à l'exercice de sa mission.
- Coopération du maître d'ouvrage, du maître d'œuvre et des entrepreneurs.

Le BTP au sein du régime général, en 2010			
	Régime général	BTP	% BTP
Effectifs	18 299 717	1 575 551	8,6 %
Accidents du travail (AT)			
Accidents avec arrêt (AT-arrêt)	658 847	115 405	17,5%
Accidents avec incapacité permanente (AT-IP)	41 176	8 299	20,2%
Décès dus à des AT	529	118	22,3%
Indice de fréquence	36,00	73,2	
Taux de fréquence	23,30	46,7	
Taux de gravité	1,30	2,80	
Indice de gravité	15,70	40,00	
Maladies professionnelles (MP)			
Maladies avec arrêt (MP-arrêt)	50 688	6 006	11,8%
Maladies avec IP (MP-IP)	24 961	2 913	11,7%
Décès dus à des MP	533	27	5,1%

Tableau XVI : Le BTP au sein du régime général

Indice de fréquence (IF) : nombre des accidents avec arrêt pour mille salariés

Taux de fréquence (TF) : nombre des accidents avec arrêt par million d'heures travaillées

Taux de gravité (TG) : nombre de journées d'incapacité temporaire par millier d'heures travaillées

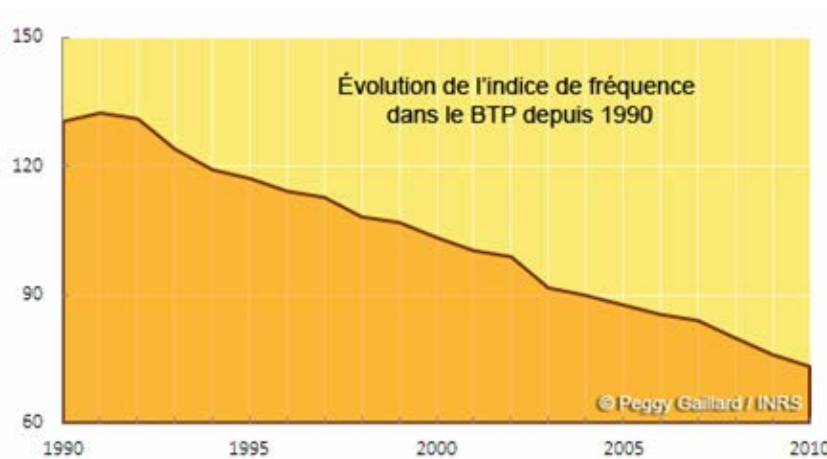
Indice de gravité (IG) : total des taux d'incapacité permanente par million d'heures travaillées

Évolution du nombre d'accidents du travail dans le BTP de 1990 à 2010.

Le tableau ci-après présente l'évolution depuis 1990 du nombre d'accidents avec arrêt, d'accidents graves (c'est-à-dire ayant entraîné une incapacité permanente), de journées perdues par incapacité temporaire, de décès. La tendance globale depuis 1990 est plutôt à la baisse. On observe depuis 2007 une baisse du nombre des accidents alors que l'effectif salarié reste assez stable. Il en résulte un recul des principaux indicateurs d'accidentalité.

Evolution du nombre d'accidents du travail dans le BTP					
Année	Salariés	AT-arrêt	AT-IP	Jours IT (milliers)	Décès
1990	1 285 697	167 813	17 604	7 256	361
1991	1 295 128	171 604	17 822	7 646	313
1992	1 239 785	162 594	16 215	7 538	298
1993	1 146 924	142 255	13 751	6 785	256
1994	1 148 318	136 906	13 954	6 441	214
1995	1 140 404	133 632	14 639	6 414	189
1996	1 093 989	124 893	11 671	6 038	208
1997	1 055 448	119 013	10 449	5 778	176
1998	1 098 312	118 892	10 254	5 842	175
1999	1 120 880	119 828	9 882	5 838	155
2000	1 218 606	125 980	10 067	6 227	191
2001	1 239 277	124 305	9 101	6 361	176
2002	1 272 392	125 786	9 854	6 827	157
2003	1 306 410	119 681	9 797	6 905	181
2004	1 328 025	118 913	10 394	6 770	172
2005	1 397 103	122 356	10 550	6 364	103
2006	1 487 269	126 945	9 498	6 707	158
2007	1 562 956	131 253	9 621	6 874	184
2008	1 617 702	129 190	9 017	7 105	155
2009	1 584 916	120 386	8 712	7 010	141
2010	1 575 551	115 405	8 299	6 903	118

Tableau XVII : Évolution du nombre d'accidents de travail de 1990 à 2010



Figures n° 75 : Évolution de l'indice de fréquence dans le BTP depuis 1990

Lors de la réalisation d'une structure de soutien on doit respecter la sécurité des travailleurs, et de toutes les personnes circulant à proximité du bâtiment à réhabiliter et des bâtiments avoisinants afin de causer des dommages minimes.

La première préoccupation pour la sécurité est le bon dimensionnement des structures d'appui, car il n'y a pas de « recette miracle » pour dimensionner les structures de soutènement de façades, ce qui entraîne que chaque ingénieur puisse le concevoir différemment. Un mauvais dimensionnement peut conduire à des conséquences très graves allant de l'apparition de petites fissures sur les éléments à préserver ou des bâtiments adjacents, jusqu'à l'effondrement de l'immeuble. Dans cette situation, au-delà des pertes architecturales, c'est la perte de la vie des ouvriers, ou des citoyens.

Pour leur sécurité, les ouvriers, doivent porter les équipements obligatoires tels que, casque, chaussures adéquates, et gilets fluorescents.

Pour la sécurité des piétons, peuvent être construites des plateformes, des passerelles avec des mains courantes couvertes, ce qui exige normalement une autorisation préalable des autorités locales. Il convient de surveiller ces passerelles, car souvent ces plateformes ne sont pas très bien exécutées, et n'inspirent pas confiance aux gens. Leur utilisation est trop gênante ce qui amène les passants à les contourner, en risquant leur vie pour passer sur les routes. Aussi pour la sécurité, on installe des rideaux externes qui empêchent la projection des débris de chantier vers la route.

Dans les systèmes intérieurs existe une autre préoccupation pour la sécurité, c'est la probabilité d'accidents de collision principalement de grues. Un choc peut être assez fort pour causer des dommages irréparables aux éléments à conserver, ou même les faire effondrer, ceci étant un danger pour la vie des travailleurs. De même les profilés peuvent tomber. Il est recommandé que les profilés de soutien soient en mesure de maintenir une force de 25 KN d'impact des véhicules ou des machines, sans affecter la stabilité de l'ensemble de la façade.

Les systèmes en console, compte tenu de leur grande flexibilité ont une grande instabilité, ce qui génère un danger pour les travailleurs mais aussi pour la façade elle-même.

7.6 Synthèse comparative

Après une analyse des différents types de structures avec leurs avantages, inconvénients et limitations, on peut établir des critères de comparaison :

- La facilité d'exécution, en supposant que les liens entre éléments sont indépendants du système structural à analyser, de mise en œuvre, et de vitesse de montage.
- La taille de la fondation, par comparaison dans des sols identiques, leur taille étant proportionnelle à leur résistance.

- L'occupation de l'environnement extérieur de l'immeuble lorsque le bâtiment à réhabiliter se trouve dans des zones urbaines, les impacts sur l'environnement sont prépondérants dans le choix du meilleur système.
- L'occupation intérieure qui peut avoir un impact sur les travaux de démolition et de reconstruction.

		Facilité d'exécution	Dimensions des fondations	Occupation extérieure	Occupation intérieure
Pignon	Epingles	Facile	Aucune	Nulle	Minime
	Poutrelles	Facile	Aucune	Nulle	Minime
Façade	Caissons	Facile	Aucune	Minime ou nulle	Grande
	Etançon	Facile	Moyenne	Grande	Minime ou nulle
	Console	Difficile	Grande	Faible	Minime ou nulle
	Portique	Difficile	Moyenne	Moyenne	Minime ou nulle

Tableau XVII : Comparaison des structures de soutènement de murs

8. Conclusions

8.1 Considérations finales

Dans ce mémoire on a tenté d'approcher la question de réhabilitation des bâtiments en général et du système de soutènement des pignons et des façades en particulier. Les différentes méthodes constructives inhérentes à chaque type d'intervention à savoir, la reconstruction des bâtiments historiques ou architecturaux ou pour toute autre raison, sera un atout pour le nouveau bâtiment.

Cette description, nous permet de vérifier l'étendue de ce problème, en essayant d'y répondre avec une certaine spécificité des différents aspects techniques, ceci dès l'inspection et la surveillance des bâtiments, puis à la consolidation de la maçonnerie, à la démolition des bâtiments et enfin à l'exécution des fondations...

Comme il y a une grande diversité de structures pouvant soutenir les murs, il est essentiel de choisir le type adéquat à mettre en œuvre, après en avoir analysé et expliqué les avantages et les inconvénients de leur utilisation.

Les actions sur les structures, sont rigoureusement étudiées ainsi que leur vérification à l'E.L.S et à l'E.L.U.

L'importance des connecteurs utilisés dans ce genre de travaux est présentée en établissant quelques critères de dimensionnement.

8.2 Conclusion générale

Tout au long de ce travail concernant la stabilisation de murs lors de démolition de bâtiments en réhabilitation, on apprend les raisons d'utiliser tel ou tel type de structures.

D'abord, on a conclu que la réhabilitation des bâtiments, de nos jours, est un thème d'une importance croissante qui se traduit par son utilisation grandissante. La législation protège les bâtiments ayant une importance architecturale ou historique face à la demande croissante pour l'installation des grandes entreprises (banques, assurances...) dans les centres historiques des villes.

En fait, bien que le thème de ce mémoire soit la conservation des murs des bâtiments anciens, il s'oriente plutôt vers la préservation des façades et des pignons.

La diversité des situations que l'on peut rencontrer renforce l'idée qu'il n'y a pas de solution idéale pour le choix des structures.

Ainsi il est impératif de réaliser des études préliminaires avant toute décision dans ce domaine, et avant le processus de démolition.

En ayant minutieusement étudié le bâtiment et son environnement, on peut prendre des décisions sur les meilleures interventions et techniques à adopter, qui rendront le processus plus économique, constructif, rapide, fonctionnel et sécuritaire.

Après la décision sur le maintien des éléments du bâtiment, il peut être nécessaire, avant, pendant, ou après la démolition (en fonction de l'état de conservation) de consolider les murs car ceux-ci sont généralement faits en maçonnerie peu cohérent et résistant. L'état de conservation de ces éléments définit le type et le niveau d'intervention, même si aucune anomalie n'a été identifiée, nous pouvons aussi renforcer certaines parties de l'immeuble pour une simple question de sécurité.

Comme indiqué ci-dessus, selon la solution choisie, on débute par l'assemblage de la structure de support de façade, ensuite on commence la démolition, ou on entreprend les deux simultanément dans le cas des caissons.

Dans tous les cas, il est important d'exercer une surveillance constante pour identifier d'éventuelles anomalies pouvant survenir durant les travaux, afin d'éviter la destruction totale ou partielle des façades à sauvegarder et surtout la perte de vies humaines.

L'assemblage de la structure de soutien est liaisonné au mur à soutenir par le biais de connecteurs. Cette connexion peut être réalisée de différentes manières, par liens indirects et directs. Le choix de la connexion ne dépend pas seulement de leurs avantages et inconvénients, mais aussi de l'organisation architecturale de chaque mur.

Les fondations des façades en conservation qui doivent être réhabilitées, sont souvent en mauvais état et/ ou ne sont pas prêtes pour les nouveaux cas de charge auxquels elles

sont désormais soumises. A moins qu'elles soient renforcées, il est habituel de réaliser des reprises en sous œuvre, des micropieux, des puits, des parois et des pieux.

L'avantage de la démolition à l'intérieur du bâtiment donne la possibilité de terrasser à l'intérieur pour réaliser des sous-sols. Dans ce cas, il est nécessaire de prolonger les fondations, en exécutant des solutions de type parois parisiennes, berlinoises, rideaux de pieux ou parois moulées.

Indépendamment des solutions adoptées, il est nécessaire d'assurer la stabilité des murs, avant de commencer toute démolition ou terrassement.

Cette stabilité peut être assurée par des structures qui peuvent être de plusieurs configurations, dont chacune est la mieux adaptée à cette situation, selon la configuration géométrique de la construction, entre autres. La caractéristique typologique des différentes structures est un outil important pour comprendre les avantages et les inconvénients de sa faisabilité.

Dans ce mémoire nous présentons une classification qui divise les structures par rapport aux méthodes de soutien et les types de retenue, ces facteurs sont quelque peu liés, parce que chaque type de structure a une incidence plus élevée dans les méthodes particulières, même si elle peut être appliquée dans une autre méthode.

On peut conclure qu'à l'intérieur, on utilise plutôt les structures de type caissons, leur principal avantage est la rapidité et la facilité d'exécution, leur principal inconvénient est le fait d'occuper l'espace intérieur du bâtiment, nécessaire pour la réalisation des travaux.

Dans le procédé de soutènement par l'extérieur, le plus utilisé est celui des tours d'étalement qui a pour principaux avantages la libération de l'espace intérieur et son applicabilité à presque tous les types de murs, et pour principaux inconvénients l'occupation de l'espace extérieur et sa grande complexité. A son tour le soutènement par étaçons est plus simple mais prend beaucoup plus de place. Enfin le soutènement par console est simple et prend peu de place, mais il est plus instable, l'application s'applique seulement dans les murs en très bon état ou assez bas.

Au fur et à mesure que le bâtiment est démoli, la structure de soutien reçoit les charges préalablement prises par l'intérieur du bâtiment qui seront reprises par la nouvelle structure. Cependant, la structure temporaire est soumise à plusieurs charges pour lesquelles elle doit être dimensionnée pour répondre aux E.L.U.

Après analyse des différents projets, on constate que les actions considérées dans la conception de ces structures varient non seulement avec le bâtiment et ses environs mais aussi par rapport à l'ingénieur.

Il pourrait être fondamental de dimensionner des connecteurs à la fois pour les structures temporaires pour les murs préservés et pour les murs définitifs. Ce n'est pas une tâche très difficile, on présente les formules qui peuvent être utilisées dans ces situations, mais qui nécessitent une connaissance préalable des caractéristiques de la résistance des matériaux.

Une même façade peut avoir différents comportements et efforts par type de structure considéré.

Alors que les caissons et les étauçons fonctionnent principalement aux efforts de traction/compression, le système de console fonctionne en flexion, et le portique se comporte comme un treillis avec la diminution des efforts avec la hauteur.

L'analyse de ces structures a également permis la réalisation de l'analyse des fondations qui est absente dans le choix des caissons, mais peut prendre différentes configurations dans les autres types de soutènement, avec ou sans fondation indirecte.

Le concepteur doit analyser les efforts transmis au sol et trouver une solution compatible, qui peut être différente de celle choisie.

Les différents types de soutènement ont différents avantages et inconvénients, ceux-ci pouvant être complétés entre eux, il est naturel d'utiliser différents types de structure dans le même bâtiment, également sur le même mur. Ainsi le concepteur doit avoir une vaste connaissance dans ce domaine, une profonde notion du bâtiment, et un peu d'imagination et d'ingéniosité pour prendre la meilleure solution, car pour chaque intervention, il existe un risque très élevé pour les travailleurs concernés.

8.3 Recherches futures

Bien que la pratique du soutènement de façade soit assez courante, c'est un sujet sur lequel on écrit peu, on manque d'études et de recherches.

Le manque de bibliographie est généralement accompagné par un manque de réglementation à la fois pour la phase de conception et le suivi des travaux. Il y a quelques recommandations, publications et sites web, le plus souvent liés à la réhabilitation des bâtiments. Cela dit, il serait très utile et surtout pour des raisons de sécurité, de créer des règlements qui définissent les critères de vérification de sécurité pour ce type de structures temporaires, en particulier en terme d'actions qui doivent être considérées et quantifiées. De même, il devrait y avoir des règlements pour normaliser le projet de la nouvelle structure, en fonction de ses particularités comme les charges supplémentaires transmises par les éléments conservés, les tassements différentiels. La réglementation des responsabilités qui doivent être attribuées et certaines procédures dans le processus de construction peuvent également apporter des avantages pour la sécurité et la préservation du patrimoine architectural.

La réalisation de ce mémoire démontre la nécessité de l'approfondissement de plusieurs thèmes :

- Les fondations : un manque de clarification des principaux problèmes qui se posent lors de la mise en œuvre des soutènements périphériques sous façades, ainsi que leurs critères de dimensionnement.
- Les démolitions : une étude des différents types de démolition et de procédures dans ce domaine.

- Les connecteurs : se basant sur des essais expérimentaux, on devrait essayer de compiler les comportements des connecteurs entre le béton et la maçonnerie, afin de systématiser le comportement de ces connecteurs avec les différents types de maçonnerie, variant également avec le type et le niveau de dégradation.
- Les interactions : il serait toujours utile d'approfondir la connaissance de l'interaction structurelle entre les structures de soutien temporaire et les murs en maçonnerie et entre ces derniers et les nouvelles structures de béton.
- La structure temporaire : peut être avantageuse pour son intégration de la structure à une structure définitive après quelques modifications, éliminant le démontage.
- Séismes, vibrations.

Bibliographie

Livres

- 1-CORMON P. : Procédés de démolition des ouvrages. Editions T.I, 1997
- 2-MILLERON J.F : La démolition : Techniques et métiers connexes. Editions T.I, 2009
- 3-PHILIP J.C, BOUYAHBAR F., MUZEAU J.P : Guide pratique de la démolition des bâtiments. Editions Eyrolles, 2006-03-21
- 4-GOULET J., BOUTIN J.P, LEROUGE F. : Résistance des matériaux. Editions Dunod, 2008
- 5-CHENAF M., BELLOIR E., FLORENCE C. : Actions du vent sur les Bâtiments. Guide Eurocode CSTB, 2010
- 6-DIDIER D.,LE BRAZIDEC M., NATAF P.,PRALAT R.,SIMON G., THIESSET J. : Structures de Génie civil. Editions Nathan, 2010
- 7-MOREAU DE SAINT MARTIN J.,CALGARO J.A : Les Eurocodes Conception des bâtiments et des ouvrages de Génie civil. Editions du Moniteur, 2005
- 8-MAITRE P. : Formulaire de la construction métallique. Editions Le Moniteur, 2009
- 9-MOREL J. : Calcul des structures métalliques selon l’Eurocode 3. Editions Eyrolles, 2005
- 10-HUREZ M.,JURASZEK N.,PELCE M. : Dimensionner des ouvrages en maçonnerie. Editions Eyrolles, 2009

Sites Internet

1-LES JAUGES SAUGNAC. *Fissurometre-La pochette Saugnac* . Disponible sur: <http://www.saugnac-jauges.fr/fr/pdf/Saugnac_Produits_Divers.pdf > (consulté le 05/09/2011)

2-MEDA-CORPUS. *Réparer une fissure sur un mur en pierre* . Disponible sur:<http://www.meda-corpus.net/libros/pdf_fiches/liban_frn/rehab/1-07%20FR.pdf> (consulté le 02/09/2011)

3-TECHNI. *Rapport technique/domaine des travaux spéciaux*. Disponible sur: <http://www.techni.ch/technifin/haupt/travaux/sujet_0020/pdf/2011_rapport_%20parois_berlinoise_verbier.pdf> (consulté 02/09/2011)

4-LE STRESS. *Béton projeté*. Disponible sur: <http://www.stres.org/pdf/FABEM_5.pdf> (consulté le 25/10/2011)

5-LE STRESS. *Traitement de fissures par injection*. Disponible sur: <<http://www.stres.org/pdf/guide03.pdf>> (consulté le 20/10/2011)

6-LE STRESS. *Renforcement des maçonneries –Généralités et préparation des travaux*. Disponible sur: <http://www.stres.org/pdf/FABEM_6.1.pdf> (consulté le 09/11/2011)

7-LE STRESS. *Renforcement des maçonneries- Réparations non structurales*. Disponible sur: <http://www.stres.org/pdf/FABEM_6.2.pdf> (consulté le 09/11/2011)

8-LE STRESS. *Renforcement des maçonneries- Réparations structurales*. Disponible sur: <http://www.stres.org/pdf/FABEM_6.3.pdf> (consulté le 09/11/2011)

9-LE STRESS. *Annexes : Réparation et renforcement des maçonneries*. Disponible sur: <http://www.stres.org/pdf/FABEM_6.4.pdf> (consulté le 09/11/2011)

10-SITE BETON. *Les bétons projetés*. Disponible sur: <http://www.sitebeton.teaser-hosting.com/betons/pdf/PRODUIT/Les_betons_projetes.pdf> (consulté le 25/10/2011)

11-MEDA-CORPUS. *Réparer fissure mur en pierre*. Disponible sur: <http://www.meda-corpus.net/libros/pdf_fiches/liban_frn/rehab/1-07%20FR.pdf> (consulté le 09/11/2011)

12-ITMSOIL. *Fissurometre a corde vibrante* . Disponible sur: <<http://fr.itmsoil.com/pages/fissurometre+a+corde+vibrante>> (consulté le 28/10/2011)

13-SITES. *Fissurometre témoin.* Disponible sur: < http://sitessa.bao.stockho.com/Images/Upload/doc_pj/fissuro_temoi_n_fissurometre_temoi_n_mes_ure_fissure_fissurometre_fissuration.pdf> (consulté le 28/10/2011)

14-SITES. *Fisuro-thermo-logger.* Disponible sur: < http://sitessa.bao.stockho.com/Images/Upload/fic_f10tn_v05fr.pdf> (consulté le 28/10/2011)

15-MEDA-CORPUS. *Renforcer une fondation.* Disponible sur: < http://www.meda-corpus.net/libros/pdf_fiches/syria_eng/rehab/1-01%20FR.pdf> (consulté le 06/11/2011)

16-LE STRESS. *Réparation de fondation, sous-œuvre, micropieux.* Disponible sur: < <http://www.stres.org/pdf/guide01.pdf>> (consulté le 06/11/2011)

17-STEELBIZFRANCE. *L'Eurocode 1 Partie 2.4 Actions du vent.* Disponible sur: < www.steelbizfrance.com/file/dwndt.ashx?idfile=90> (consulté le 15/01/2012)

18-VIE PUBLIQUE. *Politique du patrimoine.* Disponible sur: < <http://www.vie-publique.fr/politiques-publiques/politique-patrimoine/chronologie/>> (consulté le 25/07/11)

19-MALRAUX. *La défiscalisation Malraux.* Disponible sur: < <http://www.malraux.fr/>> (consulté le 25/07/2011)

20-MINISTERE DE L'ECONOMIE, FINANCE ET DE L'INDUSTRIE. *Note n° 4 – Les techniques de réparation des fondations et des structures.* Disponible sur: < <http://www.economie.gouv.fr/daj/Note-n-4-Les-techniques-de-reparation-des-fondatio>> (consulté le 16/10/2011)

21-LE STRESS. *Renforcement des maçonneries réparations structurales.* Disponible sur: < http://www.stres.org/pdf/FABEM_6.3.pdf> (consulté le 06/12/2011)

22-FISCHER. *Tiges filetées.* Disponible sur: < [http://apps.fischer.de/poc/pdf/am.aspx?sprache=FR&kat=\\$SMART-HK-\\$MKAT-HK-\\$MPG-CHEMIE-\\$MZG-INJMAUER-\\$MUG-F482&ekat=\\$EKAT-EL-FR](http://apps.fischer.de/poc/pdf/am.aspx?sprache=FR&kat=$SMART-HK-$MKAT-HK-$MPG-CHEMIE-$MZG-INJMAUER-$MUG-F482&ekat=$EKAT-EL-FR)> (consulté le 25/02/12)

23-STEELBIZFRANCE. *Actions sur bâtiment selon EN 1991-1-4.* Disponible sur: < <http://www.steelbizfrance.com/article/a189.aspx>> (consulté le 15/01/2012)

24-LE STRESS. *Renforcement des maçonneries réparations structurales.* Disponible sur: < http://www.stres.org/pdf/FABEM_6.3.pdf> (consulté le 06/12/2011)

25-LE COIN DU PROJETEREUR *Principes généraux au dimensionnement des ouvrages Eurocodes EN 1990 et EN 1991*. Disponible sur: <<http://www.coinduprojeteur.com/cours/Principes%20Generaux%20du%20Dimensionnement%20des%20Ouvrages%20Eurocodes%20EN%201990%20et%20EN%201991.pdf>> (consulté le 15/01/2012)

26-OPPBTP. *L'action du vent*. Disponible sur: <www.oppbtp.fr/content/download/5357/36436> (consulté le 21/01/2012)

27-GIF ETTLINGEN. *Mesures des efforts et des contraintes*. Disponible sur: <http://www.gif-ettlingen.de/franz/p/franz/Kap._03.0.pdf> (consulté le 05/02/2012)

28-GIF ETTLINGEN. *Cellules de charge*. Disponible sur: <http://www.gif-ettlingen.de/franz/p/franz/Kap._03.1.pdf> (consulté le 05/02/2012)

29-GIF ETTLINGEN. *Capteurs hydrauliques des contraintes*. Disponible sur: <http://www.gif-ettlingen.de/franz/p/franz/Kap._03.4.pdf> (consulté le 05/02/2012)

30-GIF ETTLINGEN. *Capteurs électriques d'allongement*. Disponible sur: <http://www.gif-ettlingen.de/franz/p/franz/Kap._03.3.pdf> (consulté le 05/02/2012)

31-ARCELOR MITTAL. *VIII Techniques de soutènement , de consolidations permanentes avec l'acier*. Disponible sur: <www.arcelormittal.com/constructalia/francais/rehabiliter_avec_lacier/viiiotechniques_de_soutenement_de_consolidations_permanentes_avec_lacier> (consulté le 14/01/2012)

32-DICT. *Terrassement en sous œuvre et fondations*. Disponible sur: <<http://www.dict.fr/communication/TerrassementEnSousOeuvreFondations.pdf>> (consulté le 15/12/2011)

33-ARCELOR MITTAL. *VII Techniques de soutènement , de consolidations provisoires avec l'acier*. Disponible sur: <www.arcelormittal.com/constructalia/francais/rehabiliter_avec_lacier/viotechniques_de_soutement_et_de_consolidations_provisoires_avec_lacier> (consulté le 14/01/2012)

34-FREYSSINET. *Flatjacks*. Disponible sur: <http://www.freyssinet.co.uk/pdfs/products/flatjack_new.pdf> (consulté le 21/01/2012)

35-INRS. *Statistiques accidents du travail et maladies professionnelles*. Disponible sur: <<http://www.inrs.fr/accueil/produits/mediatheque/doc/publications.html?refINRS=DW%2055>> (consulté le 29/02/2012)

36-CENTRE DE DOCUMENTATION ET URBANISME. *La réhabilitation urbaine.* Disponible sur: <http://portail.documentation.equipement.gouv.fr/dtrf/pdf/pj/Dtrf/0000/Dtrf-0000478/DT478.pdf?openerPage=resultats&qid=sdx_q0> (consulté le 25/07/2011)

37-MINISTERE DE L'URBANISME DU LOGEMENT ET DES TRANSPORTS. *Les micropieux.* Disponible sur: <http://www.piles.setra.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/ec_vent_-_club_oa_-_30_juin_2010_cle77c9dd.pdf> (consulté le 08/11/2011)

38-MINISTERE DE LA CULTURE ET COMMUNICATION. *Secteur sauvegardé.* Disponible sur: < <http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/fiches/fiche14.htm>> (consulté le 25/07/2011)

39-OPPBTP. *Stabilisation des murs de façades en réhabilitation.* Disponible sur: <http://www.pointp.fr/spip/IMG/SPIPCMD/pdf/stabilisation_murs_facades_en_rehabilitation.pdf> (consulté le 23/09/2011)

40-STABIL. *Murs mitoyens-Ancrages.* Disponible sur: < <http://www.stabil.be/fr/epingles-et-ancres-de-toiture->> (consulté le 13/11/2011)

41-STABIL. *Murs mitoyens-Profilés métalliques.* Disponible sur: <<http://www.stabil.be/fr/profiles-metalliques-19.htm>> (consulté le 13/11/2011)

42-DYNATEST. *Extracteur de traction de chevilles -Vérins.* Disponible sur: <<http://www.dynatest.fr/fr/menu/produits/test-d-extraction/indicateur-numerique-2>> (consulté le 22/02/2012)

43-CSTB. *Guide d'agrément technique européen chevilles et fixation.* Disponible sur: <<http://www.cstb.fr/fileadmin/documents/evaluation/ATE/GuideATE001.pdf>> (consulté le 22/02/2012)

44-SIKA. *Mortier de scellement.* Disponible sur: <http://fra.sika.com/fr/solutions_products/02/02a012/02a012sa10/02a012sa10100/02a012sa10102.html> (consulté le 22/02/2012)

45-SIMPSON. *Scellement chimique.* Disponible sur: <<http://www.simpson.fr/contenu/.principes-de-l-ancrage-chimique.60>> (consulté le 22/02/2012)

46-SIKA. *Colle de scellement.* Disponible sur: <http://fra.sika.com/fr/solutions_et_produits/02/02a012/02a012sa09/02a012sa09200.html> (consulté le 22/02/2012)

Veille juridique

Circulaire.

-Circulaire n°78-15 du 17 Janvier 1978 relative aux plans de sauvegarde et de mise en valeur des secteurs sauvegardés.

-DRT 98/10 du 5 novembre 1998 : Modalités d'application de la réglementation par les inspections du travail.

-Circulaire du 4 mai 1999 relative à l'instruction d'autorisations de travaux dans des secteurs sauvegardés.

Recommandations.

-CNAM R371 du 21 mars 1995 relatives aux travaux ou interventions sur flochage d'amiante ou de matériaux contenant de l'amiante.

-Arrêté.

-Arrêté du 15 septembre 1988 portant sur la surveillance médicale des travailleurs exposés au plomb et à ses composés.

-Arrêté du 19 mars 1993 listant les travaux dangereux pour lesquels un plan de prévention doit être établi.

-Arrêté du 24 juillet 1995 soumettant certains équipements de protection individuelle à des vérifications générales périodiques.

-Arrêté du 22 décembre 2000, relatif aux conditions et aux modalités d'agrément des organismes pour la vérification de l'état de conformité des équipements de travail.

-Arrêté du 21 décembre 2004 relatif aux vérifications des échafaudages et modifiant l'annexe de l'arrêté du 22 décembre 2000 relatif aux conditions et modalités d'agrément des organismes pour la vérification de conformité des équipements de travail.

-Décret.

-Décret no 47-1592 du 23 août 1947 "sécurité des appareils de levage autres que les ascenseurs et monte-charge".

-Décret du 8 janvier 1965 modifié par le décret du 6 mai 1995 portant sur l'hygiène et la sécurité dans les travaux de bâtiment et de travaux publics.

-Décret du 9 juillet 1980 concernant les certificats de qualification.

-Décret n° 85-410 du 3 avril 1985, portant sur la création de la commission nationale de l'inventaire général des monuments et des richesses artistiques de France.

- Décret no 92-158 du 20 février 1992 "travaux effectués dans un établissement par une entreprise extérieure".

-Décret no 92-767 du 29 juillet 1992 "règles techniques et procédures de certification de conformité applicables aux équipements de travail et aux moyens de protection individuelles".

-Décret n° 93-41 du 11 janvier 1993 portant sur les règles générales d'utilisation des équipements du travail et moyens de protection, y compris les équipements de protection individuelle.

-Décret no 94-1159 du 26 décembre 1994 "sécurité lors des opérations de Bâtiment et de Génie Civil".

-Décret n° 99-78 du 5 février 1999 relatif à la commission régionale du patrimoine et des sites et à l'instruction de certaines autorisations de travaux.

-Décret n° 2004-924 du 1er septembre 2004 relatif à l'utilisation des équipements de travail mis à disposition pour des travaux temporaires en hauteur et modifiant le code du travail (deuxième partie : Décrets en Conseil d'Etat) et le décret no 65-48 du 8 janvier 1965.

-Décret n° 2008-244 du 7 mars 2008 relatif au code du travail.

-Décret 2009-289 du 15 mars 2009 portant sur les modifications en matière d'hygiène, de sécurité, et des conditions de travail.

-Loi.

-Loi n° 62.903 du 4 août 1962 modifiée et codifiée au code de l'urbanisme : articles L 313-1 et suivants et R 313-1 et suivants relatifs aux secteurs sauvegardés, L 430-1 et suivants relatifs au permis de démolir.

-Loi du 15 juillet 1975 (Pollueur-Payeur).

-Loi n° 83-8 du 7 janvier 1983, relative à la répartition des compétences entre les communes, les départements, et les régions et l'Etat rappelle que « L'Etat Français est le patrimoine commun de la nation », elle instaure l'article 70 (section II, chapitre VI)

intitulé « De la sauvegarde du patrimoine et des sites » Les zones de protection du patrimoine architectural et urbain.

-Loi du 31 décembre 1991 portant sur la prévention des risques professionnels.

-Loi du 31 décembre 1993 pour assurer la sécurité et la protection de la santé des travailleurs dans les opérations de bâtiment et de génie civil.

-Loi 13 décembre 1996 portant sur la durée de travail en zone confinée.

-Loi du 28 février 1997 relative à l'instruction de certaines autorisations de travaux.

-Codes.

-Code du Travail - Article L 233-5-1 relatif aux équipements de travail et moyens de protection.

-Code du Travail - Articles R 233-1 à 48 règles générales d'utilisation des équipements de travail et moyens de protection.

-Code de l'urbanisme - Article R 425-2 règles applicables aux permis de construire et de démolir, et aux déclarations préalables afférentes a des projets situés dans l'Aire de mise en valeur de l'architecture et du patrimoine.

-Code de l'urbanisme – Article R 313-16 relatif aux arrêtés de péril en secteur sauvegardé.

-Code du patrimoine – Article L.642-1 et suivants relatifs à la mise en place des aires de la mise en valeur de l'architecture et du patrimoine

Figures.

Figure n°1	Exemple de stabilisation coté intérieur	Page 3
Figure n° 2	Béton projeté	Page 9
Figure n° 3	Pot à pression pour injection de fissures	Page 10
Figure n° 4	Injection gravitaire	Page 10
Figure n° 5	Boulons d'ancrages pour clouage	Page 11
Figure n° 6	Renforcement par tirants d'un bâtiment dans les Hautes Alpes	Page 11
Figure n° 7	Tirants d'enserrement en Région Parisienne	Page 12
Figure n° 8	Renforcement de baies	Page 12
Figure n° 9	Corde vibrante	Page 13
Figure n° 10	Fissuromètre témoin	Page 13
Figure n° 11	Jauge Saugnac	Page 13
Figure n° 12	Fissuromètre digital	Page 13
Figure n° 13	Liaisons des structures	Page 14
Figure n° 14	Liaison directe	Page 15
Figure n° 15	Liaisons indirectes	Page 16
Figure n° 16	Procédé classique de reprises en sous-œuvre	Page 18
Figure n° 17	Bétonnage reprise en sous-œuvre	Page 19
Figure n° 18	Renforcement de fondation avec micropieux	Page 19
Figure n° 19	Liaison entre la nouvelle et l'ancienne structure	Page 24
Figure n° 20	Différents types d'étaçonnement de murs	Page 26
Figure n° 21	Chevalet de maintien d'une façade néogothique à Cologne	Page 27
Figure n° 22	Étalement interne d'une façade historique des usines Renault	Page 28
Figure n° 23	Étalement mixte avec caissons intérieurs et structure métallique	Page 28
Figure n° 24	Ancrages dans dalle de béton armé	Page 29
Figure n° 25	Ancrages dans mur porteur, avec liaison poutrelles métalliques	Page 30
Figure n° 26	Étalement horizontal supporté par bâtiment adjacent	Page 31
Figure n° 27	Étalement horizontal supportant deux bâtiments	Page 31
Figure n° 28	Étalement volant utilisé pour la réfection de l'opéra de Lyon	Page 32
Figure n° 29	Étalement avec poutrelles métalliques inclinées et fondation	Page 33
Figure n° 30	Étalement avec poutrelles métalliques verticales et fondation	Page 34
Figure n° 31	Tours d'étalements avec fondation en béton armé	Page 36
Figure n° 32	Tours d'étalements et étaçonnements horizontaux	Page 36
Figure n° 33	Comportement des sections suivant la classification de l'EC 3	Page 41
Figure n° 34	Instabilité à nœuds déplaçables	Page 43
Figure n° 35	Forces horizontales équivalentes	Page 43
Figure n° 36	Flèches verticales	Page 45
Figure n° 37	Flèches horizontales	Page 46
Figure n° 38	Carte de la valeur de base de la vitesse de référence en France	Page 47
Figure n° 39	Catégorie de terrain n° 0	Page 49
Figure n° 40	Catégorie de terrain n° I	Page 49
Figure n° 41	Catégorie de terrain n° II	Page 49
Figure n° 42	Catégorie de terrain n° III	Page 49

Figure n° 43	Catégorie de terrain n° IV	Page 49
Figure n° 44	Coefficient d'orographie	Page 50
Figure n° 45	Pression résultante sur les parois	Page 52
Figure n° 46	Fixation d'une cheville	Page 54
Figure n° 47	Problèmes de fixation des chevilles	Page 55
Figure n° 48	Pression diamétrale	Page 56
Figure n° 49	Extracteur à la traction	Page 58
Figure n° 50	Mortier de scellement	Page 59
Figure n° 51	Scellement chimique	Page 59
Figure n° 52	Colle de scellement	Page 60
Figure n° 53	Courbe contrainte/déformation	Page 62
Figure n° 54	Résistance caractéristique au cisaillement	Page 64
Figure n° 55	Plan de rupture à la flexion	Page 65
Figure n° 56	Localisation du chantier	Page 67
Figure n° 57	Vitesse du vent de référence à Thionville	Page 67
Figure n° 58	Coefficient de pression intérieure et extérieure	Page 71
Figure n° 59	Données du chantier	Page 72
Figure n° 60	Réactions d'appuis	Page 73
Figure n° 61	Ancrages	Page 74
Figure n° 62	Effort tranchant et moment fléchissant	Page 77
Figure n° 63	Caractéristiques HEA 100	Page 79
Figure n° 64	Poutres sur 2 appuis /poutres sur 3 appuis	Page 82
Figure n° 65	Flèche poutre sur 3 appuis	Page 83
Figure n° 66	Rendement d'une section	Page 85
Figure n° 67	Moment fléchissant EFFEL	Page 86
Figure n° 68	Flèche EFFEL	Page 87
Figure n° 69	Contrainte EFFEL	Page 87
Figure n° 70	Situation finale	Page 88
Figure n° 71	Détail de fixation	Page 88
Figure n° 72	Situation finale en photographie	Page 89
Figure n° 73	Caissons	Page 90
Figure n° 74	Epinglages	Page 93
Figure n° 75	Evolution de l'indice de fréquence dans le BTP depuis 1990	Page 97

Tableaux.

Tableau n° I	Différents types de reprises en sous œuvre	Page 20
Tableau n° II	Différents types de soutènement périphérique	Page 22
Tableau n° III	Flèches verticales maximales autorisées	Page 45
Tableau n° IV	Flèches horizontales maximales autorisées	Page 46
Tableau n° V	Catégories de terrain	Page 48
Tableau n° VI	Section résistante des tiges filetées	Page 57
Tableau n° VII	Caractéristiques mécaniques des tiges filetées	Page 57
Tableau n° VIII	Résistance à la compression de mur en maçonnerie	Page 63
Tableau n° IX	Résistance au cisaillement de mur en maçonnerie	Page 64
Tableau n° X	Résistance à la flexion f_{xk1}	Page 65
Tableau n° XI	Résistance à la flexion f_{xk2}	Page 66
Tableau n° XII	Catégorie de terrain a Thionville	Page 68
Tableau n° XIII	Section résistante des tiges filetées \varnothing 20 mm	Page 75
Tableau n° XIV	Caractéristiques mécanique tige filetée \varnothing 20 mm 8.8	Page 75
Tableau n° XV	Caractéristiques HEA 100 / 2 UPN 100	Page 86
Tableau n° XVI	Le BTP au sein du régime général	Page 96
Tableau n° XVII	Evolution du nombre d'accidents de travail de 1990 à 2010	Page 97
Tableau n° XVIII	Comparaison des structures de soutènement de murs	Page 99