

Guide PPRT

COMPLÉMENT TECHNIQUE RELATIF À L'EFFET DE SURPRESSION.

Recommandations et précautions en vue de réduire les risques

RAPPORT D'ÉTUDE

Demandeur de l'étude

MINISTÈRE DE L'ÉCOLOGIE ET DU
DÉVELOPPEMENT DURABLE

DIRECTION DE LA PRÉVENTION DES POLLUTIONS ET
DES RISQUES
Service de l'environnement industriel
*Bureau des risques technologiques et des
industries chimiques et pétrolières*
20 avenue de Ségur
75302 PARIS 07 SP

Référence
26005165

Auteurs	Vérificateurs	Version	Date
Jean-Vivien HECK	Ménad CHENAF	0	Juin 2007
Ménad CHENAF	Jean-Vivien HECK	1	Novembre 2007
Ménad CHENAF	Jean-Vivien HECK	2	Mars 2008

Guide PPRT

COMPLÉMENT TECHNIQUE RELATIF À L'EFFET DE SURPRESSION.

Recommandations et précautions en vue de réduire les risques

RAPPORT D'ÉTUDE

CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DU BATIMENT

SIÈGE SOCIAL > 84 AVENUE JEAN JAURÈS | CHAMPS-SUR-MARNE | 77447 MARNE-LA-VALLÉE CEDEX 2
TÉL. (33) 01 64 68 82 82 | FAX. (33) 01 60 05 70 37 | SIRET 775 688 229 000 27 | www.cstb.fr

ÉTABLISSEMENT PUBLIC À CARACTÈRE INDUSTRIEL ET COMMERCIAL | RCS MEAUX 775 688 229 | TVA FR 70 775 688 229

MARNE-LA-VALLÉE | PARIS | GRENOBLE | NANTES | SOPHIA-ANTIPOLIS

SOMMAIRE

SOMMAIRE	3
1. INTRODUCTION : OBJET ET CONSTITUTION DU PRÉSENT DOCUMENT. UTILISATION PAR LES SERVICES INSTRUCTEURS.	6
2. COORDINATION PPRT-PPI	7
3. RAPPELS ET PRÉCISIONS SUR L'EFFET DE SURPRESSION.	8
3.1. Rappel sur les niveaux d'aléas du guide PPRT	8
3.2. Compléments sur les phénomènes de surpression	10
3.2.1. Déflagration	11
3.2.2. Détonation	11
3.2.3. Durées des signaux de montée en pression	12
3.2.4. Pondération des pressions sur les bâtiments	12
3.2.5. Combinaisons d'effets.	14
4. COMPORTEMENT DES STRUCTURES SOUMISES À UN EFFET DE SURPRESSION	15
4.1. Comportement des bâtiments vis-à-vis d'un effet de surpression.	15
4.2. Typologie de bâtiments à retenir pour les prescriptions	16
5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES À APPLIQUER AUX CONSTRUCTIONS NOUVELLES POUVANT ÊTRE SOUMISES À UN EFFET DE SURPRESSION	20
5.1. Formes générales et dispositions des constructions.	20
5.1.1. Régularité en plan	20
5.1.2. Rapport des dimensions	21
5.1.3. Décrochements	21
5.1.4. Distribution des raideurs en plan	21
5.1.5. Ancrage des fondations	22
5.1.6. Rigidification de l'infrastructure	22
5.1.7. Conception des dallages sur terre-plein	22
5.1.8. Angle des toitures	22
5.2. Dispositions relatives au contreventement vertical.	22
5.2.1. Constitution des éléments de contreventement	22
5.2.2. Objectif de stabilité	23
5.2.3. Chaînage des murs de contreventement	23
5.2.4. Principe de dimensionnement du contreventement	23
5.3. Dispositions relatives au contreventement horizontal.	23
5.3.1. Conception des planchers	23
5.3.2. Chaînages des planchers	25
5.4. Dispositions relatives aux éléments constructifs autres que le contreventement.	26
5.4.1. Charpentes supports de couvertures	26
5.4.2. Couverture en petits éléments	26
5.4.3. Cheminées	27
5.4.4. Menuiseries	28

5.4.5.	Vitrages	28
5.4.6.	Plafonds suspendus	29
5.5.	Éléments de surcoût pour le bâti neuf	29
5.6.	Récapitulatif : actions pratiques pour les préconisations en matière de bâti neuf	30
5.6.1.	Cas des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 50 à 140 hPa.	30
5.6.2.	Cas particulier des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 20 à 50 hPa (faibles pressions) appliquées sur les bâtiments de type 1.	31
5.6.3.	Cas des niveaux d'aléa supérieurs au niveau « Fai »	31
6.	CAS DU BÂTI EXISTANT : RENFORCEMENT PRÉVENTIF	33
6.1.	Position du problème	33
6.2.	Éléments de diagnostic	33
6.3.	Hierarchisation des critères de diagnostic	34
6.4.	Degré d'analyse	36
6.5.	Récapitulatif : actions pratiques pour les préconisations en matière de bâti existant	36
6.5.1.	Cas des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 50 à 140 hPa.	36
6.5.2.	Cas particulier des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 20 à 50 hPa (faibles pressions) appliquées sur les bâtiments de type 1.	36
6.5.3.	Cas des niveaux d'aléa supérieurs au niveau « Fai »	37
6.6.	Éléments de surcoût pour le bâti existant	37
7.	CONCLUSIONS	38
ANNEXE A : EFFETS MÉCANIQUES D'UNE SURPRESSION SUR UNE STRUCTURE		39
1.	Introduction	39
2.	Équation d'équilibre dynamique	39
3.	Vibrations libres – modes propres de vibration	40
4.	Orthogonalité des modes propres	41
5.	Écriture du problème de vibration sur la base modale	41
6.	Projection de la pression sur la base modale	42
7.	Vibrations de la poutre soumise au champ de pression dynamique uniforme $p(t)$	43
8.	Déplacement transversal maximal de la poutre soumise au champ de pression dynamique	43
9.	Spectre de déflagration	44
10.	Spectre de détonation	49
11.	Commentaires	54
ANNEXE B : DIMENSIONNEMENT DES VITRAGES		56

B.1 Exigence	56
B.2 Méthode de calcul	57
B.2.1 Cas des vitrages simples monolithiques	57
B.2.2 Cas des vitrages simples feuilletés	57
B.2.3 Cas des vitrages isolants, à composants monolithiques ou feuilletés	58
 ANNEXE C : TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DU BÂTI EXISTANT.	 61
 ANNEXE D : GLOSSAIRE	 118
 ANNEXE E : RÉFÉRENCES	 119

1. INTRODUCTION : OBJET ET CONSTITUTION DU PRÉSENT DOCUMENT. UTILISATION PAR LES SERVICES INSTRUCTEURS.

Le présent document fait suite à un travail d'examen relatif à la manière dont l'effet de surpression pouvait être pris en compte, sur un plan pratique, dans le mécanisme d'élaboration et d'application des PPRT. Rappelons que les PPRT ont pour objectif la protection des personnes et non des biens.

En effet, les différents textes (notamment le Guide PPRT) traitant du sujet précisent surtout les **objectifs** attendus en matière de **sécurité des personnes**. Il était nécessaire, dans un souci d'efficacité de la règle prescrite, qu'un document traite des **actions techniques permettant d'atteindre les objectifs du PPRT**, en visant la simplicité de compréhension de la part des acteurs de terrain.

Néanmoins, s'agissant d'un complément technique, il n'a guère été possible de faire en sorte que le thème soit abordable par des acteurs **étrangers au secteur de la construction**. Ce document ne constitue donc pas une vulgarisation du sujet, mais une simplification de l'approche telle qu'elle pourrait être faite de manière classique (par exemple lorsque l'on étudie le comportement des ouvrages de bâtiments vis-à-vis d'agressions diverses : séisme, vent, feu, etc.).

Les auteurs ont veillé à rendre aussi simple que possible l'approche à adopter. Les méthodes développées sont issues de considérations qui sont pour la plupart explicitées dans le texte (notamment les annexes).

Le présent document commence par rappeler les définitions des niveaux d'aléas tels qu'ils figurent dans le Guide PPRT. Il présente ensuite les dispositions constructives à appliquer aux constructions nouvelles (chapitre 5), en donnant de nombreux schémas de ces dispositions. Il indique également des éléments de surcoût pour ce qui concerne la mise en œuvre de ces dispositions. Enfin, il fournit un récapitulatif en matière d'**actions pratiques pour les préconisations (paragraphe 5.6)**.

La même démarche est suivie pour le bâti existant (chapitre 6), dans lequel le paragraphe 6.5 fournit un récapitulatif en matière d'**actions pratiques pour les préconisations**.

Les services instructeurs des PPRT auront donc à suivre les procédures données dans les paragraphes 5.6 et 6.5, respectivement pour le bâti neuf et pour le bâti existant, en s'aidant des développements donnés dans le présent rapport. Le but des procédures indiquées est de pouvoir améliorer le niveau de protection conféré aux personnes par les bâtiments, vis-à-vis des effets de surpression.

Enfin, des annexes clôturent ce document, de manière à ce que l'utilisateur puisse s'y référer au besoin, s'il souhaite mener des études plus précises et, donc, aboutir à des solutions optimisées en termes de coût.

2. COORDINATION PPRT-PPI

Le PPRT a pour objectif de protéger les populations du risque industriel par une maîtrise de l'urbanisation autour des sites à risques et la réduction de la vulnérabilité des enjeux exposés. A l'intérieur du périmètre d'exposition aux risques, le PPRT :

- réglemente la réalisation d'aménagements ou d'ouvrages, la construction ou l'extension des constructions existantes en les interdisant ou en les subordonnant au respect de prescriptions,
- prescrit des mesures de protection des populations face aux risques encourus, relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des constructions régulièrement autorisées et devenues définitives (toutefois, il ne peut imposer que des aménagements « limités » dont le coût n'excède pas 10% de la valeur vénale ou estimée de ces biens)
- définit des recommandations tendant à renforcer la protection des populations face aux risques encourus.

Parmi les trois types d'effets (thermiques, toxiques et de surpression) pouvant être générés par un site industriel, l'effet de surpression présente la particularité d'être, dans la plupart des cas, soudain et sans signe annonciateur. Cette particularité rend toute protection active post-événement assez secondaire. Il importe donc, au-delà de la réduction de l'aléa lui-même, assurer une protection efficace des personnes situées à l'intérieur des bâtiments. Cette protection ne peut être obtenue qu'à l'aide de dispositions particulières à adopter en matière de conception et d'exécution des bâtiments.

Le PPRT, c'est son rôle, édicte des prescriptions concernant le bâti. Le PPI, lui, prévoit l'organisation et l'intervention des secours lorsque les effets d'un accident peuvent dépasser les limites de l'enceinte de l'établissement générateur du sinistre. Ce PPI prescrit notamment les mesures d'information et de protection prévues au profit des populations et, le cas échéant, les schémas d'évacuation de celles-ci. Il peut donc proposer des règles de comportement à observer en cas d'accident. Des prescriptions relatives à la conception et à la réalisation du bâti, que l'on trouverait dans le PPRT, sont de nature à faciliter la tâche des services de secours, ces derniers étant plus efficaces et plus rapides lorsqu'ils interviennent dans des zones où les dégâts matériels sont limités, l'accessibilité aisée, et l'atteinte aux personnes réduite.

Compte tenu de cette influence du PPRT sur le PPI, une coordination indispensable est à envisager entre les deux plans. Par exemple, une prescription visant à assurer le non effondrement des composants structuraux est une prescription indispensable non seulement en raison des dégâts directs causés (risque de chute de charges lourdes sur les personnes), mais également parce le maintien en place des éléments structuraux (même fortement détériorés) ménage l'accessibilité aux services de secours (engins, équipements, etc.).

Il convient de noter qu'il n'existe pas, tant du point de vue réglementaire que normatif, de règles de construction nationales visant à garantir un bon comportement des structures face à un effet de surpression.

3. RAPPELS ET PRÉCISIONS SUR L'EFFET DE SURPRESSION.

3.1. Rappel sur les niveaux d'aléas du guide PPRT

L'identification d'un niveau d'aléa de surpression consiste à attribuer, en chaque point inclus dans le périmètre d'exposition aux risques, un des niveaux d'aléa définis ci-après, à partir du niveau d'intensité des effets attendus en ce point et du cumul des probabilités d'occurrence.

Pour ce qui concerne l'effet de surpression, deux types d'effets sont considérés : les **effets directs** sur l'homme, consistant en l'effet de la surpression proprement dite, et les effets sur les ouvrages, conduisant à des **effets indirects** sur l'homme (chute d'éléments d'ouvrages).

Pour ce qui concerne les effets directs, le guide PPRT associe une échelle donnant les niveaux d'aléas, consistant en le croisement d'une gravité de conséquences sur la vie humaine, et d'une probabilité d'occurrence. Le guide en question présente les niveaux d'aléa par type de conséquence sur les personnes, en prenant le niveau maximal d'intensité de l'effet de surpression dans le tableau suivant :

Niveau maximal d'intensité de l'effet de surpression sur les personnes, en un point donné	Très grave			Grave			Significatif			Indirect par bris de vitres	
Cumul des classes de probabilités d'occurrence des phénomènes dangereux en un point donné	> D	5E à D	< 5E	> D	5E à D	< 5E	>D	5E à D	< 5E	> D	< D
Niveau d'aléa	TF+	TF	F+	F	M+	M	Fai				

Tab. 1 – Niveaux d'aléa et cumul des classes de probabilité

L'échelle des effets directs sur l'homme se développe à l'aide des définitions suivantes :

L'attribution d'un niveau d'aléa Très Fort + (noté TF⁺) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet de surpression dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées très graves (c'est à dire que l'intensité de la surpression atteint ou dépasse 200 hPa) et dont le cumul des classes de probabilités d'occurrences des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est strictement supérieur à D.

L'attribution d'un niveau d'aléa Très Fort (noté TF) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées très graves (c'est à dire que l'intensité de la surpression atteint ou dépasse 200 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est compris entre D et 5 E.

L'attribution d'un niveau d'aléa Fort + (noté F⁺) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées très graves (c'est à dire que l'intensité de la surpression atteint ou dépasse 200 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est strictement inférieur à 5E.

Ou

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées graves (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 140 hPa et 200 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est strictement supérieur à D.

L'attribution d'un niveau d'aléa Fort (noté F) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées graves (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 140 hPa et 200 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est compris entre D et 5 E.

L'attribution d'un niveau d'aléa Moyen + (noté M⁺) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées graves (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 140 hPa et 200 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau est strictement inférieur à 5E.

Ou

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées significatives (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 50 hPa et 140 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est strictement supérieur à D.

L'attribution d'un niveau d'aléa Moyen (noté M) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées significatives (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 50 hPa et 140 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est compris entre D et 5E.

L'attribution d'un niveau d'aléa Faible (noté Fai) signifie que :

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur la vie humaine sont jugées significatives (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 50 hPa et 140 hPa) et dont le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité est strictement inférieur à 5E.

Ou

- Un point impacté est soumis potentiellement à un effet dont les conséquences sur l'homme est indirect par bris de vitres (c'est à dire que l'intensité de la surpression est comprise entre 20 hPa et 50 hPa), sans condition sur le cumul des classes de probabilité d'occurrence des phénomènes dangereux conduisant à cet effet et à ce niveau d'intensité.

Pour ce qui concerne les effets sur les ouvrages (conduisant à des effets indirects sur l'homme), le guide PPRT ne donne pas de précisions sur une classification des niveaux.

Néanmoins, si on se réfère au « Guide Technique relatif aux valeurs de référence de seuils d'effets des phénomènes accidentels des installations classées » publié par le Ministère de l'Écologie et du Développement Durable, l'échelle de niveaux d'effets est donnée dans ce qui suit:

- | | |
|---|---------------------------------------|
| • <u>Surpression allant de 20 à 50 hPa</u> : | destruction significative des vitres. |
| • <u>Surpression allant de 50 à 140 hPa</u> : | dégâts légers sur les ouvrages. |
| • <u>Surpression allant de 140 à 200 hPa</u> : | dégâts graves sur les ouvrages. |
| • <u>Surpression allant de 200 à 300 hPa</u> : | effets domino. |
| • <u>Surpression allant au-delà de 300 hPa</u> : | dégâts très graves sur les ouvrages. |

On constate que cette dernière échelle se raccorde bien à la précédente, pour ce qui concerne les valeurs des intensités de surpression mises en jeu.

3.2. Compléments sur les phénomènes de surpression

Les phénomènes considérés dans le cadre du présent rapport consistent en la conséquence d'une explosion, dont l'effet physique est une propagation, depuis la zone de l'explosion, d'une onde de pression dans l'air. Cette propagation a lieu à une vitesse voisine de celle des ondes sonores (≈ 340 m/s dans les conditions normales).

La forme générale de cette onde dépend du type d'explosion considérée. On distingue deux formes d'ondes selon que l'explosion consiste en une déflagration ou une détonation.

3.2.1. Déflagration

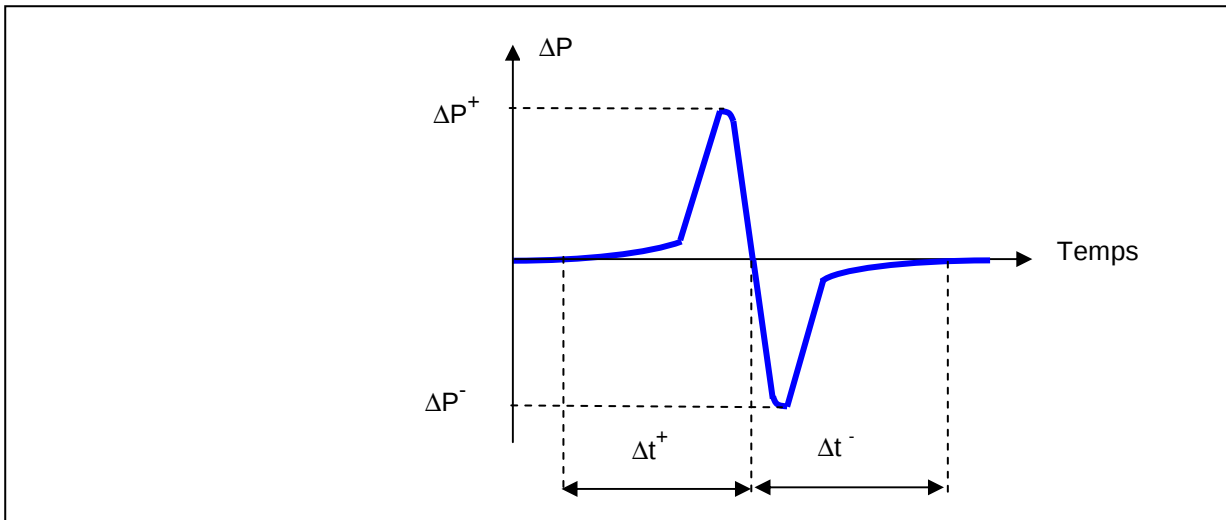


Fig.1 – Onde de pression engendrée au droit d'une **déflagration** à vitesse de flamme modérée

Il s'agit d'une explosion de violence modérée, dont les effets de surpression sont représentés en figure 1 :

On constate, sur la figure 1, que les vitesses de montée en pression sont quasiment les mêmes que celles de leur retour à zéro. Les deux phases positive et négative se présentent en homothétie inverse. Notons que ce profil de pression en fonction du temps n'est en théorie valable qu'en champ libre. L'existence d'un obstacle crée des phénomènes, notamment de réflexion, qui peuvent changer la forme précédente.

3.2.2. Détonation

La détonation se caractérise par une montée en pression quasi-instantanée et une décroissance plus longue se poursuivant en dépression. L'ordre de grandeur des durées est de quelques millisecondes. La figure 2 ci-dessous donne le profil d'évolution de la surpression dans le cas d'une détonation :

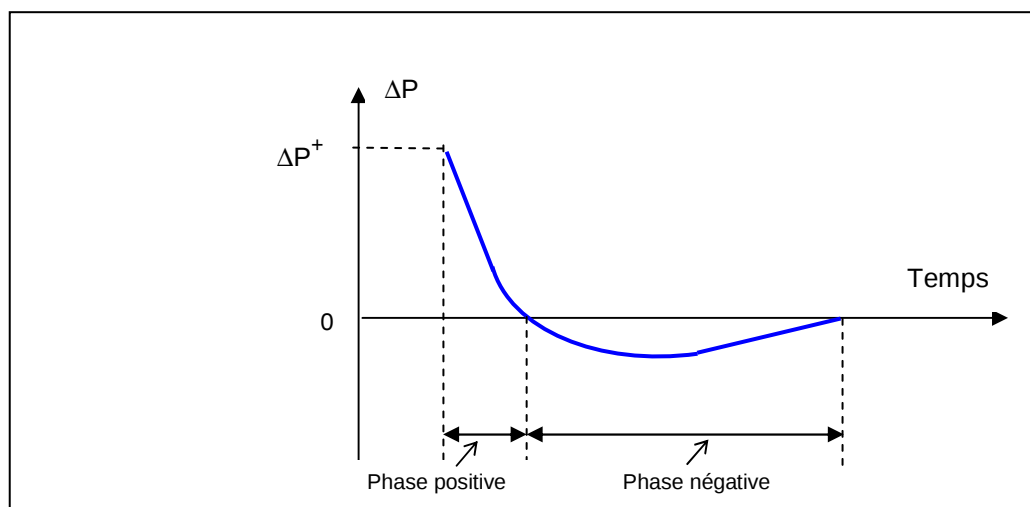


Fig.2 – Onde de pression engendrée au droit d'une **détonation** (onde de choc)

3.2.3. Durées des signaux de montée en pression

Selon l'INERIS, les durées des phases positives des signaux de pression sont données dans le tableau 2 ci-dessous, pour le cas des déflagrations et celui des détonations. Quatre cas sont retenus, dépendant notamment du type de substance combustible ou de phénomène dangereux mis en jeu :

	Déflagrations	Détonations
Cas 1	10 ms	1 ms
Cas 2	100 ms	10 ms
Cas 3	1 s	100 ms
Cas 4	10 s	-

Tab. 2 - Durées des signaux de montée en pression

Il est toutefois précisé par l'INERIS, selon une étude sur les durées de phénomènes dangereux effectuée par cet organisme, qu'il n'est pas possible d'affecter un intervalle de temps prédéfini à chaque phénomène, mais que l'on pouvait avoir un premier ordre de grandeur à confirmer par l'examen de dossiers d'études de dangers représentatifs. À l'heure actuelle, on retient les valeurs du tableau 2, faute d'avoir des données disponibles plus précises.

3.2.4. Pondération des pressions sur les bâtiments

Les pressions incidentes, telles qu'elles ont été définies précédemment, sont valables en champs libre. Elles sont significativement modifiées dès leur arrivée sur un obstacle et doivent donc être corrigées. Selon les conclusions d'une étude récente, les modifications des pressions incidentes sur un bâtiment peuvent être des majorations ou des atténuations, et dépendent essentiellement de l'orientation de la paroi considérée par rapport à la direction et au sens du front de pression.

Les coefficients pouvant être valablement considérés sont donnés dans la figure 3 ci-dessous :

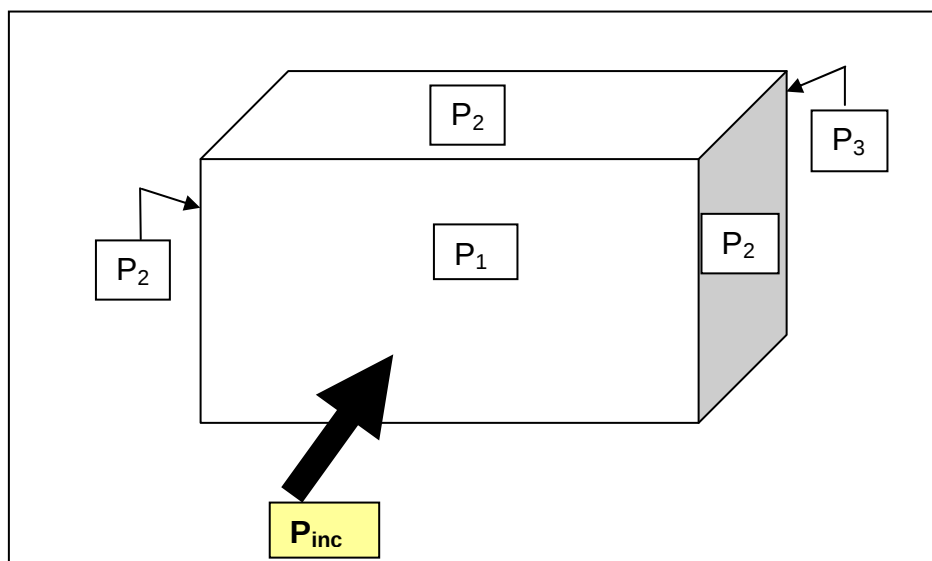


Fig. 3 - Coefficients d'atténuation et de majoration

- P_1 : pression sur la paroi exposée parallèle au front ;
- P_2 : pression sur la toiture ainsi que sur les parois perpendiculaire au front de pression ;
- P_3 : pression sur la paroi postérieure ;
- P_{inc} : pression incidente.

Les valeurs des pressions appliquées sur les parois sont données dans le tableau 3 ci-dessous, en fonction de la pression incidente. Deux cas de chargement sont à considérer successivement, et indépendamment l'un de l'autre :

	Cas de chargement n°1	Cas de chargement n°2
P_1 / P_{inc}	2,70	1,60
P_2 / P_{inc}	1,20	0,90
P_3 / P_{inc}	0,90	0,65

Tab. 3 – Coefficients de pondération de la pression incidente, sur les parois d'un bâtiment.

Cas des bâtiments inclinés par rapport au front d'onde

Les valeurs données dans le tableau 2 sont valable lorsque le bâtiment est de forme sensiblement parallélépipédique et qu'il possède une face parallèle au front d'onde. Lorsque le bâtiment est orienté différemment, il y a lieu d'introduire un coefficient supplémentaire multiplicatif des pressions, donné par les relations ci-dessous :

Cas de chargement n°1

- $\phi = 2,7 - (\alpha/60)$ pour les parois verticales les plus proches de l'arrivée du front d'onde.
 $\phi = 0,9 + (\alpha/300)$ pour les parois verticales les plus éloignées de l'arrivée du front d'onde.
 $\phi = 1,2$ pour la toiture.

Cas de chargement n°2

- $\phi = 1,6 - (\alpha/128,6)$ pour les parois verticales les plus proches de l'arrivée du front d'onde.
 $\phi = 0,65 + (\alpha/360)$ pour les parois verticales les plus éloignées de l'arrivée du front d'onde.
 $\phi = 0,9$ pour la toiture.

Dans ces expressions, α est exprimé en degré et représente la valeur absolue de l'angle de la paroi considérée avec le front d'onde.

3.2.5. Combinaisons d'effets.

3.2.5.1. Combinaison surpression-toxique

Les mesures vis-à-vis des effets toxiques consistent en des préconisations de confinement (maintien de perméabilité à l'air des portes et fenêtres).

Lorsqu'un effet toxique est à combiner avec un effet de surpression (en principe, ce dernier précède le rejet toxique), les zones de confinement doivent être conçues de manière à pouvoir offrir une zone de protection relative, dans l'attente de l'évolution de la situation de crise.

Néanmoins, il est établi que tout secteur impacté par un aléa toxique dont on sait, par l'analyse des phénomènes dangereux qui l'atteignent, que l'effet toxique est combiné avec un effet de surpression de plus de 20 hPa, ne peut pas faire l'objet d'une prescription de confinement. En effet, les vitrages courants, autres que blindés (qui sont des vitrages particuliers conformes à la norme EN 13541, et pouvant résister à une surpression allant jusqu'à 2500 hPa) ne résistent pas à un effet de surpression dont l'intensité dépasserait la valeur de 20 hPa.

3.2.5.2. Combinaison surpression-thermique

Un effet thermique (échauffement d'un matériau par rayonnement ou convection) a pour conséquence la chute de la capacité résistante de ces matériaux. Pour les vitrages, des éclatements sont fréquents, du fait des dilatations gênées. Il s'ensuit que le dimensionnement initial des éléments peut se révéler insuffisant si un effet de surpression a lieu après un effet thermique. Cette situation est particulièrement prononcée pour les vitrages pour lesquels les durées de tenue au feu sont de quelques minutes dans le cas général. Ces durées peuvent être allongées en utilisant des **vitrages spéciaux résistant au feu**, mais dont les coûts sont élevés comparativement à ceux des vitrages courants.

De même, la capacité d'un composant à résister à un effet thermique peut se trouver notablement diminuée dans le cas où ce composant aurait déjà subi une surpression ayant conduit à des sollicitations mécaniques élevées. Le risque peut être réduit dans ce cas en utilisant des vitrages qui sont à la fois résistants au feu et résistants mécaniquement.

En conséquence, la cinétique de combinaison doit être connue (quel effet a lieu avant l'autre ?) afin de définir convenablement les capacités résiduelles à opposer à la seconde action de la combinaison, compte tenu de l'affaiblissement occasionné par la première.

4. COMPORTEMENT DES STRUCTURES SOUMISES À UN EFFET DE SURPRESSION

4.1. Comportement des bâtiments vis-à-vis d'un effet de surpression.

Pour décrire le comportement des bâtiments vis-à-vis d'un effet de surpression, il est nécessaire de garder à l'esprit que ce comportement dépend de **trois** paramètres importants :

- la forme du signal de surpression,
- les formes générales et la raideur de la construction,
- l'orientation de la construction par rapport au front d'onde.

La forme du signal de surpression conditionnera la réponse de la structure dans la mesure où l'énergie communiquée par l'impulsion sera directement liée à l'intensité maximale et à la durée du signal.

Les formes générales et la raideur de la construction interviennent dans la mesure où il s'agit d'une action impulsionnelle mettant en jeu les caractéristiques dynamiques de la structure. Les réponses mécaniques seront donc liées aux accélérations instantanées occasionnées par le signal, et pour lesquelles la raideur et la forme de la construction sont les paramètres principaux.

Enfin, **l'orientation de la structure** par rapport au front d'onde aura une influence découlant directement de ce qui a été vu ci-dessus au paragraphe 2.2.1., consistant en ce que les pressions appliquées sur les différentes parois d'un ouvrage sont fonction de l'orientation des parois par rapport au front d'onde.

Pour ce qui concerne les **effets locaux des composants** (couvertures, fenêtres, vitrages, cheminées, balcons, garde-corps), les périodes propres locales étant bien inférieures à celles des structures dans leurs oscillations fondamentales, on peut légitimement considérer qu'il y a un découplage complet entre les réponses liées aux effets locaux et celles liées au comportement global de la structure.

Il faut préciser que le comportement mécanique des bâtiments concerne aussi bien les effets **directs** de l'effet de surpression que ses effets **indirects**. En effet :

- Les effets directs sont concernés dans la mesure où la protection conférée par l'enveloppe (murs, portes, fenêtres) permet, lorsqu'elle est convenablement conçue, de préserver les occupants des effets directs de surpression sur le corps.
- Les effets indirects interviennent par le fait que les composants d'ouvrages (éléments de l'enveloppe et de structure, mais également les autres éléments tels que les couvertures, les cheminées, les auvents, les garde-corps, etc.) peuvent constituer un risque pour les personnes en cas de projection de débris ou effondrement partiel ou total.

Dans le cadre de la présente étude, les deux effets direct et indirect sont pris en compte et les mesures préconisées visent tout à la fois :

- l'intégrité des éléments structuraux, en vue du non-effondrement, qu'il soit partiel ou total,
- la tenue des éléments non structuraux, en vue de leur maintien (non désolidarisation ou arrachement),
- la tenue de l'enveloppe, en vue de sa résistance mécanique de protection contre la surpression et de la limitation des effets de projection.

Les mesures de protection et de limitation du risque viseront successivement le cas des bâtiments neufs à construire, et celui des bâtiments existants à renforcer après diagnostic.

Dans tous les cas, les mesures présentées constitueront une protection de nature à rehausser le niveau de fiabilité des ouvrages et à diminuer le niveau de risque sur les personnes.

Notons toutefois que les mesures décrites dans le présent document ne pourront pas maintenir dans tous les cas l'intégrité totale de tous les éléments constitutifs des bâtiments, notamment pour les valeurs élevées de surpression. En effet, les considérations de faisabilité économique ont montré qu'au-delà de certains seuils de pression (en fonction du type de bâtiment), il serait illusoire de chercher à sécuriser les ouvrages.

4.2. Typologie de bâtiments à retenir pour les prescriptions

Les actions appliquées à une structure soumise à un effet de surpression dépendent :

- des valeurs des pics de pression et de la relation pression-temps de l'onde incidente (fig. 1 et 2 ci-dessus),
- des pressions dynamiques (fig.3 et tab.2).
- des raideurs de la structure et des composants de structure, mises en jeu.

Il a été vu dans ce qui précède l'influence qualitative des paramètres en question. Pour ce qui concerne le troisième paramètre (les raideurs) qui dépend de la configuration, de la conception générale, des dimensions, des masses, etc., la diversité des ouvrages et celle de leur configuration font qu'il a été choisi de mener l'étude sur une typologie de bâtiments représentant au mieux :

1. le domaine des raideurs rencontrées le plus communément dans le bâti français,
2. les configurations les plus fréquentes.

On peut retenir quatre types de bâtiments, définis par les figures 4 à 7.

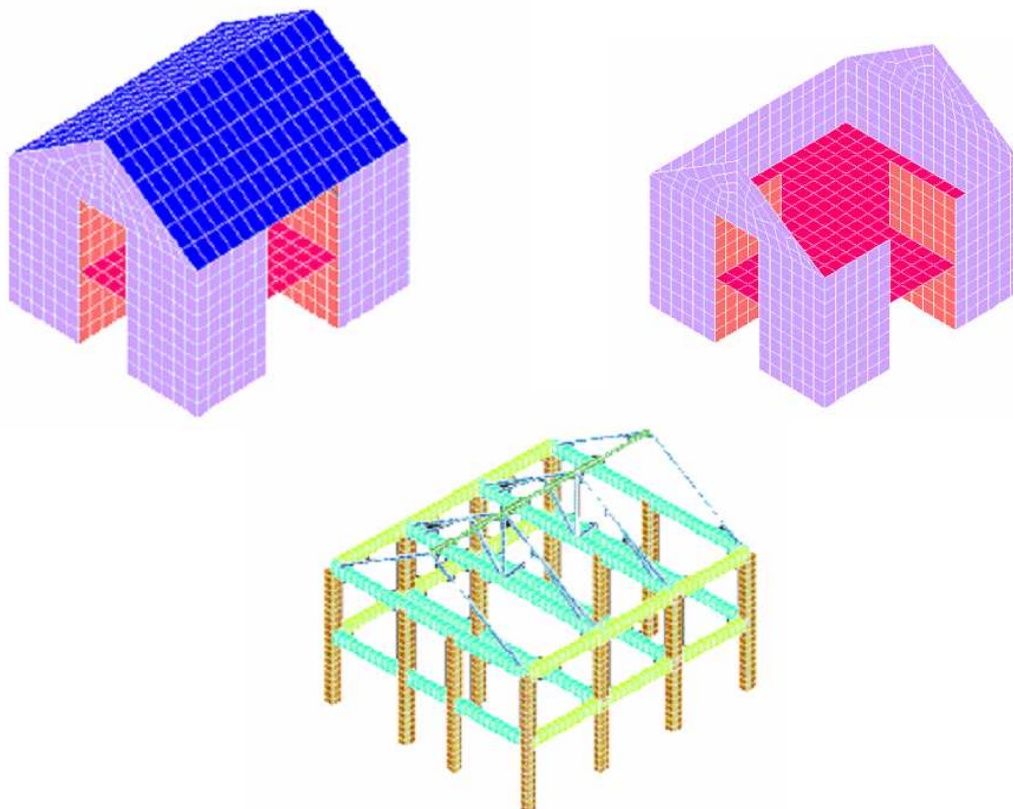


Fig. 4 : Type 1 - Maison individuelle de un ou deux niveaux, avec toiture sur charpente et contreventement par murs maçonneries chaînés.

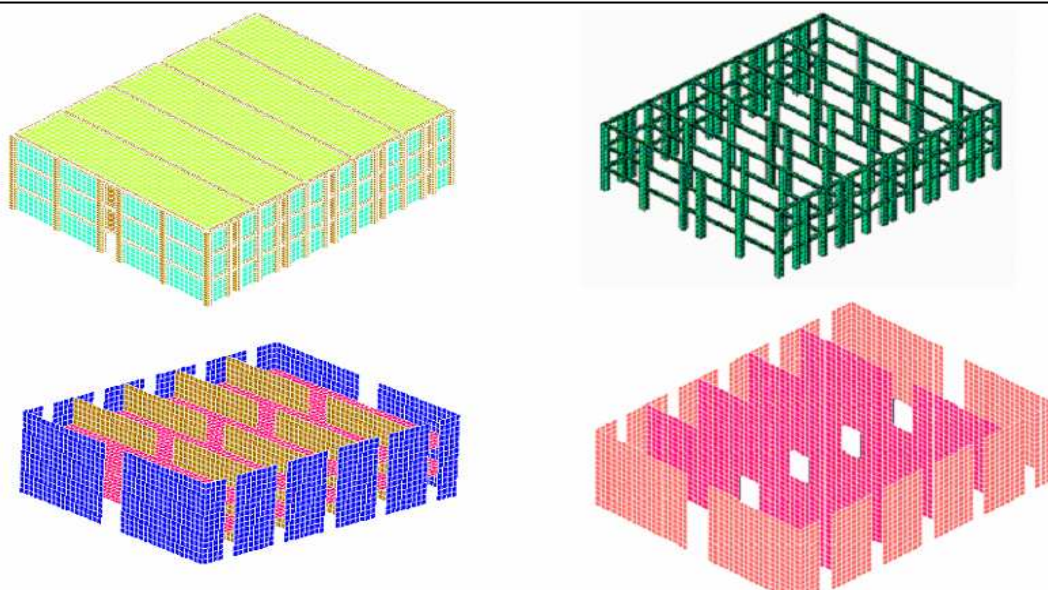


Fig. 5 : Type 2 - Bâtiment bas (quatre étages au maximum) à ossature béton armé (planchers et murs) à usage principalement d'habitations collectives ou de bureaux.

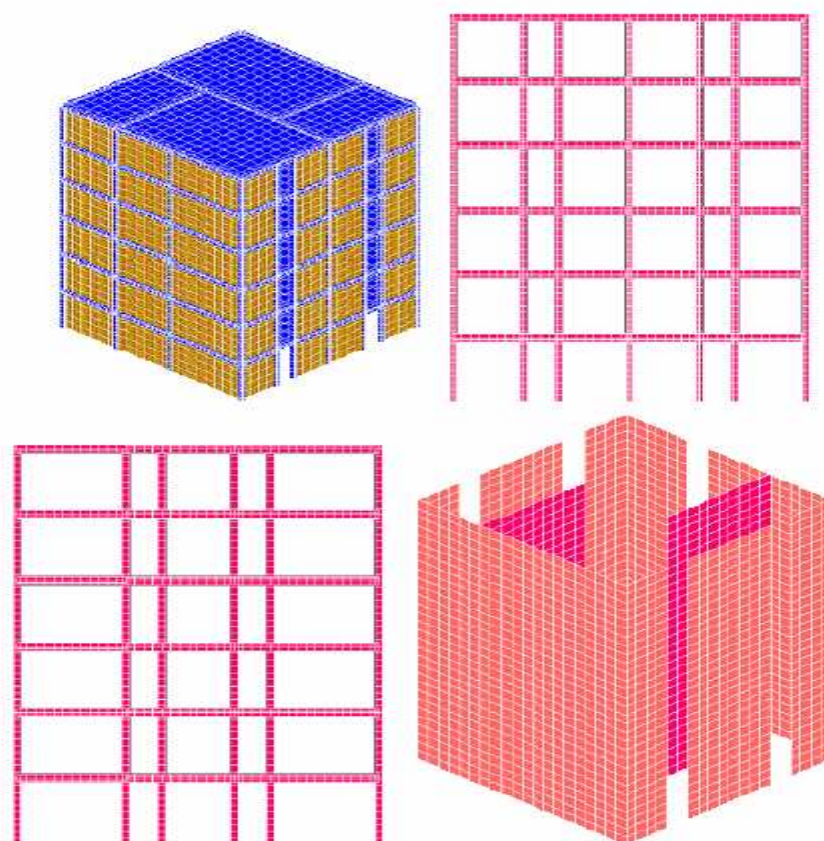


Fig. 6 : Type 3 - Bâtiment élancé (plus de quatre étages) à façade légère et planchers en béton, à usage principalement de bureaux.

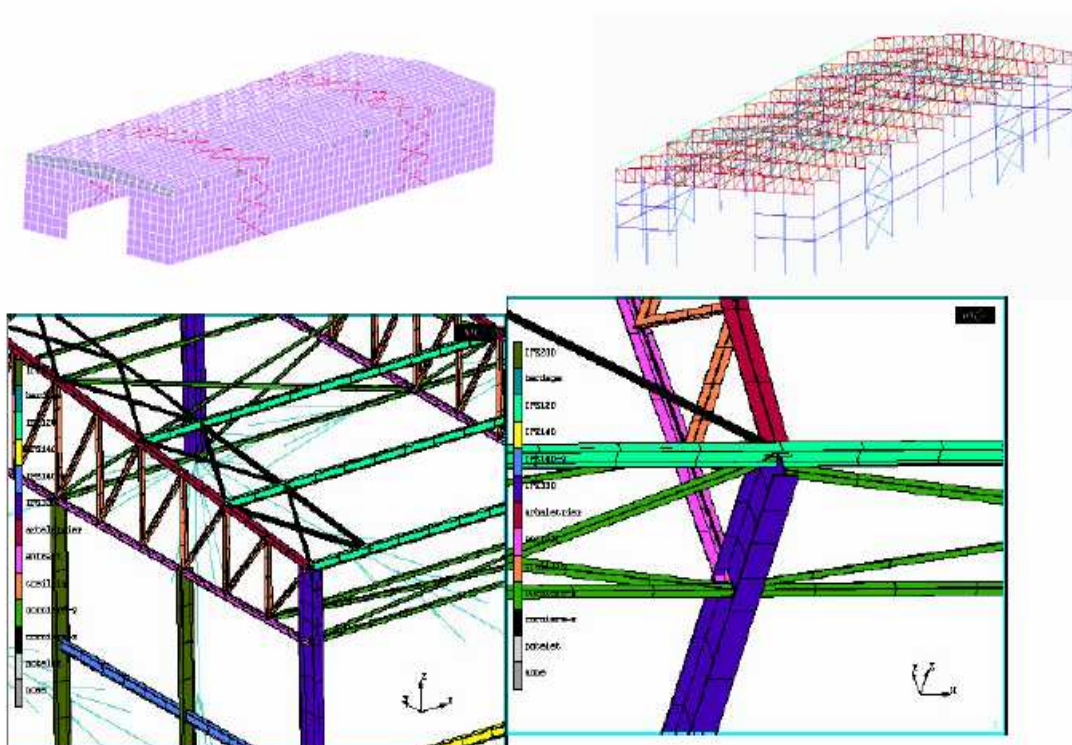


Fig. 7 : Type 4 : Bâtiment industriel comportant éventuellement une mezzanine partielle.

Ces quatre types diffèrent essentiellement par les raideurs qu'ils présentent vis-à-vis d'une sollicitation de nature dynamique et les réponses des structures de ces bâtiments vont dépendre des valeurs de ces raideurs.

Les prescriptions qu'il conviendra de mettre en place vont dépendre du type de bâtiment, couplé avec le type de surpression (essentiellement la durée et l'intensité attendues, pour le phénomène).

A titre d'ordre de grandeur, on peut retenir, pour les périodes propres de ces quatre types, les valeurs suivantes :

Type 1 : $0,05 \text{ s} \leq T \leq 0,15 \text{ s}$.

Type 2 : $0,15 < T \leq 0,6 \text{ s}$.

Type 3 : $0,6 < T \leq 1,5 \text{ s}$.

Type 4 : $T > 1,5 \text{ s}$.

Les quatre types ont été classés du plus raide au plus souple.

A noter que pour le type 1, la borne inférieure de 0,05 seconde vient de ce que, sur un plan pratique, on ne rencontrera pas de structure de bâtiment suffisamment raide pour que la période propre soit en-deçà de cette valeur (rappelons que plus une structure est raide, plus la période sera faible).

Ces valeurs de périodes ont été obtenues en calculant les réponses des structures concernées, avec un jeu de dimensions réalistes et courantes pour les types retenus. Ce sont donc des valeurs **pratiques** sur lesquelles il est possible développer une approche cohérente.

Les sollicitations appelées à se développer dépendent fortement des accélérations liées aux actions dynamiques appliquées lors d'un effet de surpression.

5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES À APPLIQUER AUX CONSTRUCTIONS NOUVELLES POUVANT ÊTRE SOUMISES À UN EFFET DE SURPRESSION

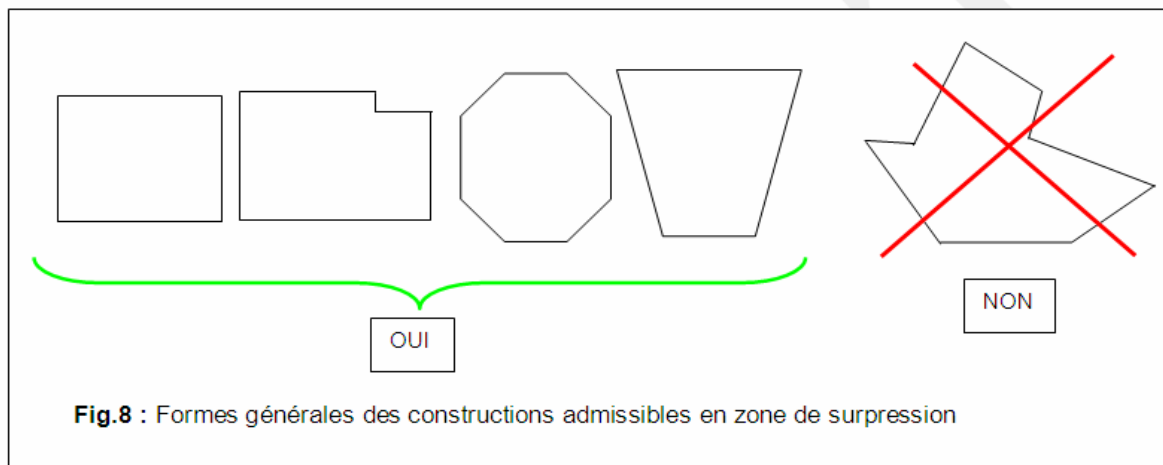
Les dispositions qui suivent présentent une certaine similitude avec celles qui prévalent en construction parasismique. Ceci est dû au fait que, dans le cas de la surpression comme dans celui du séisme, les caractéristiques dynamiques sont mises à contribution et il est important de ne pas avoir des irrégularités trop prononcées, de manière à ne pas exciter des modes de déformations conduisant à des sollicitations ayant des formes trop différentes de celles constatées en service. On recherche donc, dans ces dispositions, à avoir des constructions dont les masses et les raideurs sont les mieux réparties possible, en modérant les excentrement et déséquilibres potentiels. Ceci permet d'obtenir des réponses dynamiques conduisant à des sollicitations bien réparties dans les éléments structuraux.

Notons que la similitude surpression/séisme s'arrête là. Il serait illusoire de rechercher par exemple à améliorer la ductilité des constructions dans le cas des surpressions, puisqu'il s'agit d'actions en forces imposées, sans modulation par plastification et perte de raideur comme c'est le cas pour le séisme (déplacements imposés).

5.1. Formes générales et dispositions des constructions.

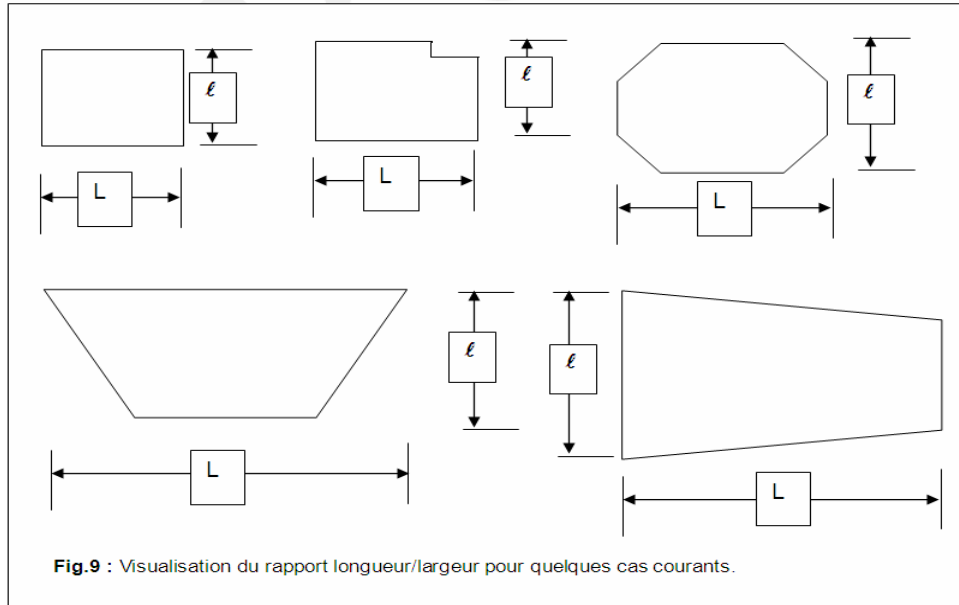
5.1.1. Régularité en plan

Les constructions susceptibles d'être soumises à un effet de surpression doivent être de forme simple et compacte, sans angles saillants ni retraits importants (fig.8).



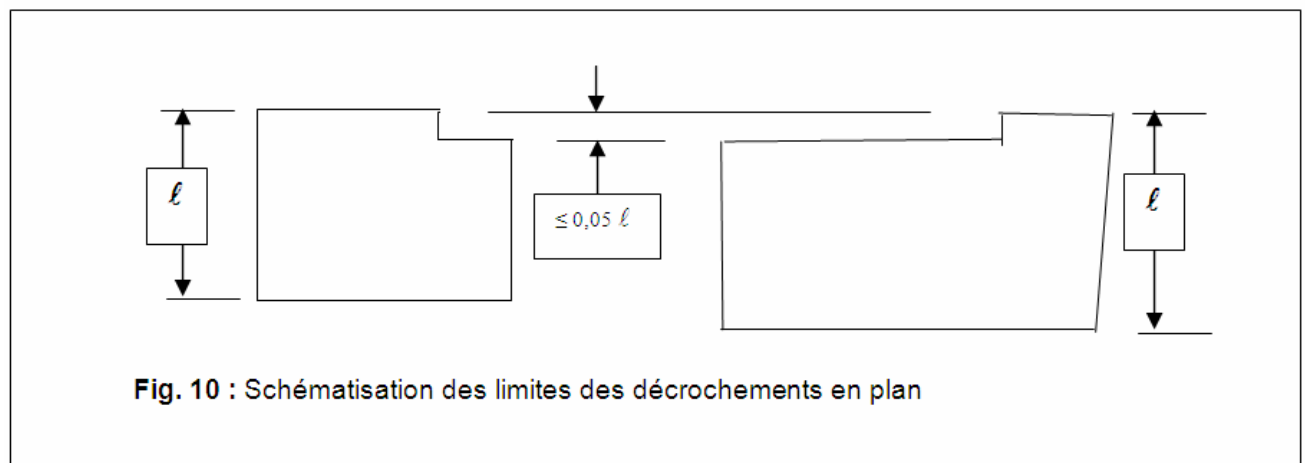
5.1.2. Rapport des dimensions

En plan, le rapport L/ℓ (longueur/largeur) doit être **inférieur à 1,5** (fig.9):



5.1.3. Décrochements

Les décrochements en plan ne doivent pas dépasser de plus de **5%** de la dimension qui leur est parallèle (fig.10) :



5.1.4. Distribution des raideurs en plan

Les éléments raides (cages d'escaliers, murs d'échiffres) doivent être disposés de la manière la plus symétrique possible par rapport au centre de la construction. À titre d'ordre de grandeur, on peut retenir comme admissible une conception telle que l'excentrement

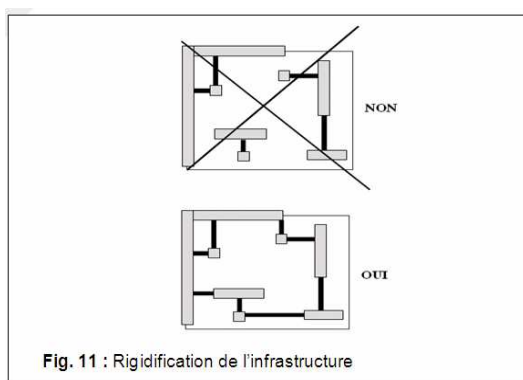
entre le centre de torsion et le centre des masses, pour chaque étage, **n'excède pas 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.**

5.1.5. Ancrage des fondations

Dans le cas de fondations superficielles, celles-ci sont encastrées d'au minimum 50 cm dans le sol d'assise.

5.1.6. Rigidification de l'infrastructure

Un réseau de longrine doit rigidifier l'ensemble des semelles de fondations, **dans les deux directions principales** de la construction (fig.11).



5.1.7. Conception des dallages sur terre-plein

Dans le cas d'un dallage sur terre-plein, il convient de retenir la solution dallage solidaire de manière à rigidifier l'infrastructure.

5.1.8. Angle des toitures

L'angle des toitures avec l'horizontale ne doit pas excéder 25°.

5.2. Dispositions relatives au contreventement vertical.

La conception des ouvrages doit être telle que les structures puissent assurer un contreventement (résistance aux actions latérales dans toutes les directions) défini de la manière suivante :

5.2.1. Constitution des éléments de contreventement

Les éléments de contreventement sont constitués exclusivement par les éléments suivants (plusieurs types peuvent être associés dans un même ouvrage, à condition de respecter la condition 5.1.4 ci-dessus, sur l'excentrement entre le centre de torsion et le centre des masses) :

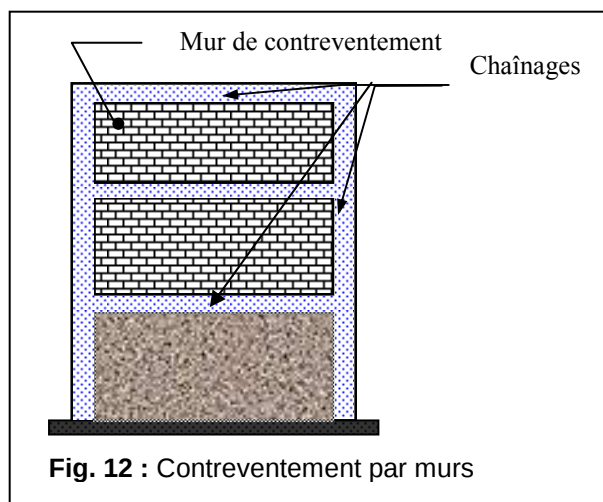
- o Voiles en béton armé,
- o Murs en maçonnerie chaînée,
- o Portiques autostables en béton armé,
- o Palées de stabilité en acier.

5.2.2. Objectif de stabilité

La construction doit contenir au moins deux plans de stabilité distincts dans chacune de ses deux directions principales. La distance entre les deux plans extrêmes, dans une direction donnée, ne doit pas être inférieure à 0,7 fois la dimension du bâtiment, dans la direction considérée. De plus, la résistance des éléments de contreventement doit être telle que la fonction de portage des parties verticales (murs, poteaux ou montants) soient assurée lors de l'application de la surpression.

5.2.3. Chaînage des murs de contreventement

Dans le cas où le contreventement vertical est assuré par des murs, ceux-ci doivent comporter un chaînage périphérique formant ceinture à chaque étage (fig.12).



5.2.4. Principe de dimensionnement du contreventement

Les actions à prendre en compte pour le dimensionnement du contreventement consistent en des pressions appliquées de manière statique sur les parois verticales extérieures des ouvrages. Ces pressions de calcul statique équivalent sont obtenues en multipliant les pressions pondérées appliquées sur les différentes faces du bâtiment (cf. § 2.2.4) par un coefficient dont le mode de calcul est donné en annexe A.

Pour le dimensionnement proprement dit, les actions liées à la surpression sont considérées comme des actions **accidentelles** et traitées comme telles dans les combinaisons d'action utilisées pour les calculs de dimensionnement.

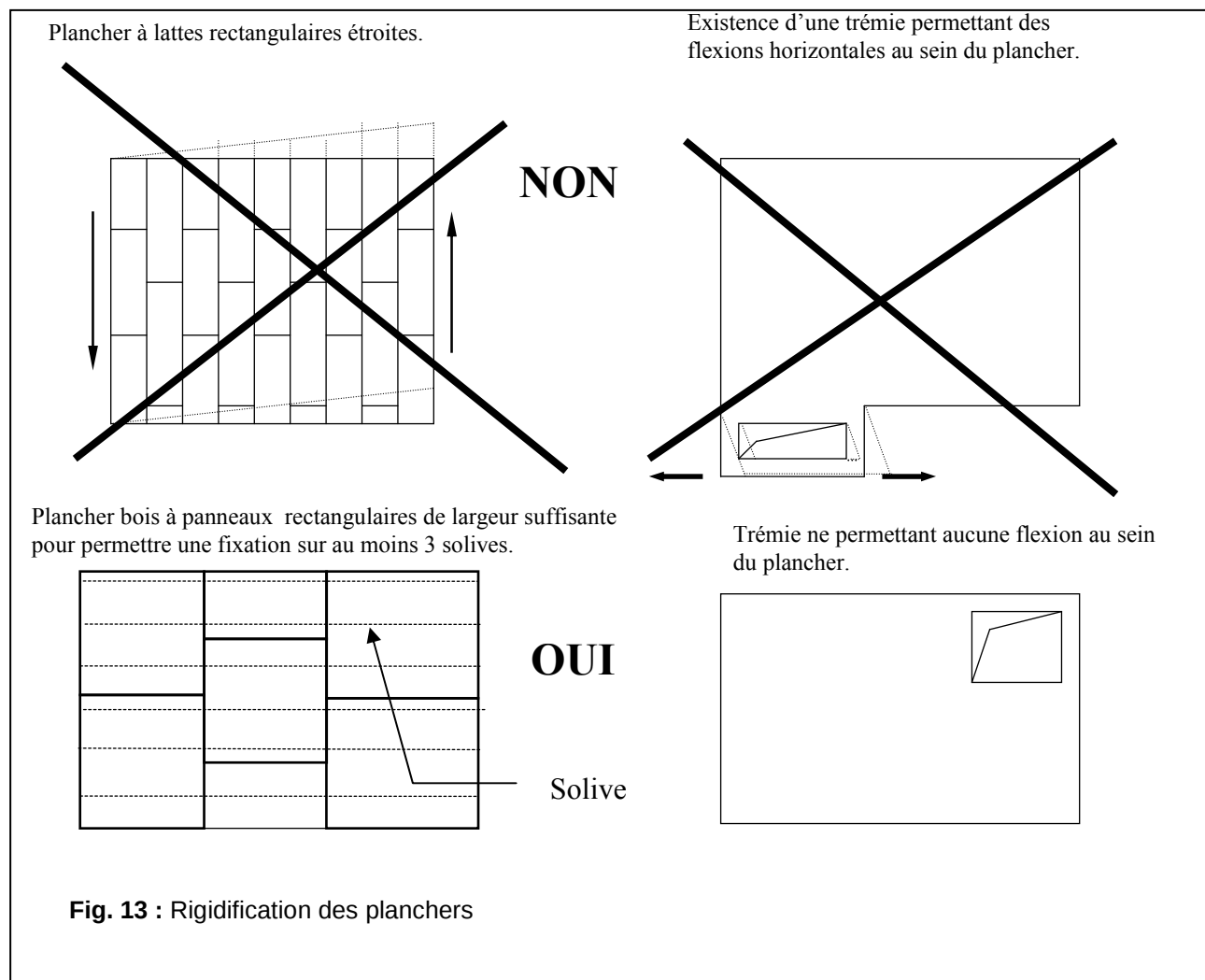
5.3. Dispositions relatives au contreventement horizontal.

5.3.1. Conception des planchers

Tous les planchers doivent être suffisamment résistants vis-à-vis des sollicitations horizontales dans leur plan : leur conception doit rendre impossible la mise en parallélogramme et assurer la répartition convenable des charges dues à la surpression sur les pans de stabilité. Les planchers respectant cette prescription peuvent être des dalles en béton, nervurées ou non, ou des platelages en bois indéformables, dans lesquels les

trémies d'escalier sont disposées de telle sorte que les parties restantes ne puissent se déformer par flexion horizontale. Les planchers ne doivent comporter aucune ouverture en dehors des trémies d'escalier, ces dernières devant être disposées de manière à ce que, dans les deux directions du bâtiment, la raideur horizontale de la partie restante de plancher soit suffisante pour garantir l'impossibilité de mise en parallélogramme de tout ou partie du plancher.

Par ailleurs, l'analyse des réponses de bâtiments soumis à des effets de surpression montre que certains modes locaux de vibration peuvent être excités lors de l'application de l'action considérée, même si ces modes ne constituent pas le mode fondamental pour la structure entière. Le cas le plus critique est celui des faces extérieures perpendiculaires au front d'onde sur lesquelles la pression appliquée n'atteint pas sa valeur maximale en tous points au même moment. Le mode excité, dans ce cas précis, est un mode dit « de respiration », conduisant à des sollicitations de traction et/ou de compression dans les planchers¹. Dans notre cas, ce problème peut être résolu en veillant à ce que tous les planchers soient conçus de manière à équilibrer une traction valant **100 KN/ml**.



¹ Ce phénomène est appréhendé dans l'approche parasismique des constructions lorsque l'on requiert une fonction dite « tirant-buton » du plancher.

5.3.2. Chaînages des planchers

Des chaînages horizontaux doivent être prévus à toutes les jonctions entre éléments de planchers et éléments plans verticaux.

5.4. Dispositions relatives aux éléments constructifs autres que le contreventement.

5.4.1. Charpentes supports de couvertures

Norme P21-101 (juillet 1990) : Éléments industrialisés de charpente en bois - Spécifications (Indice de classement : P21-101)

Les charpentes support de couvertures doivent être liaisonnées au gros-œuvre de manière à équilibrer les charges de soulèvement dues à la surpression. Les ancrages utilisés doivent être dimensionnés pour une valeur de l'effort d'arrachement calculée au projet, majorée de 10% ($\text{Capacité} = 1,10 \times \text{Force d'arrachement}$).

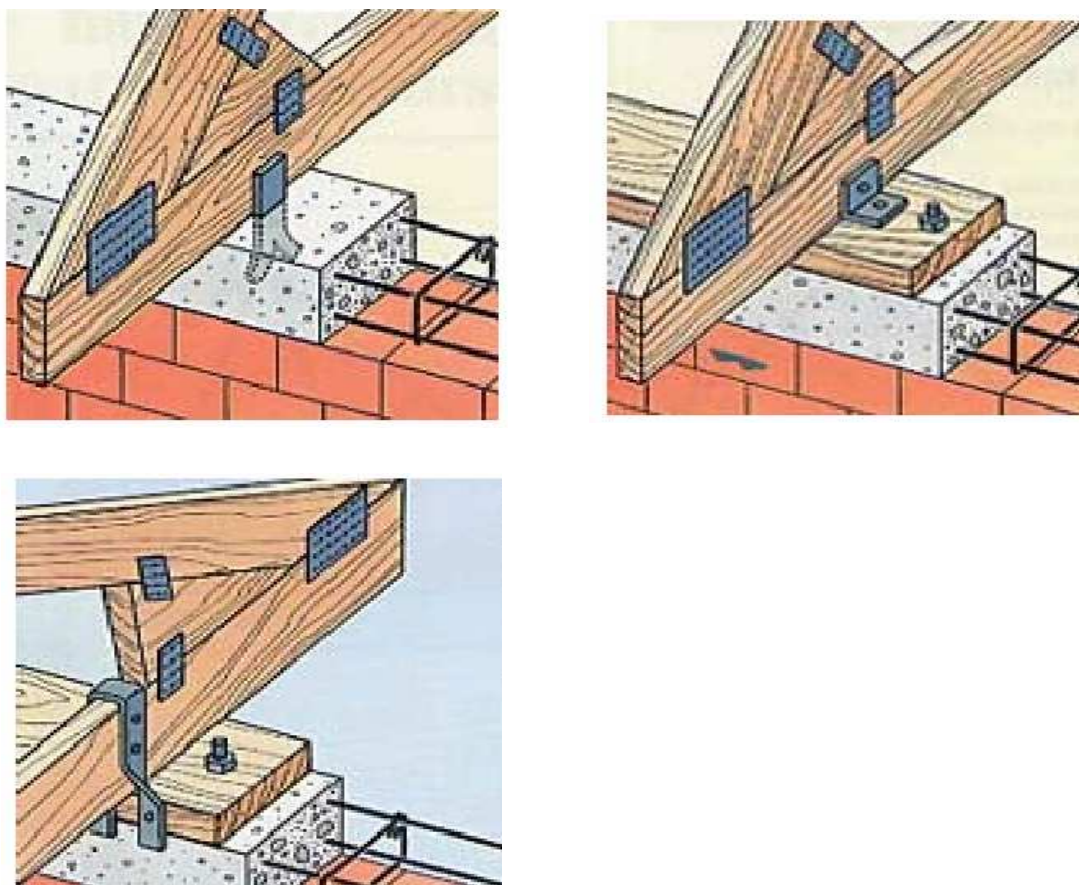


Fig. 14 : Exemples de fixations de support de couverture (ici des fermettes en bois) au gros-œuvre.

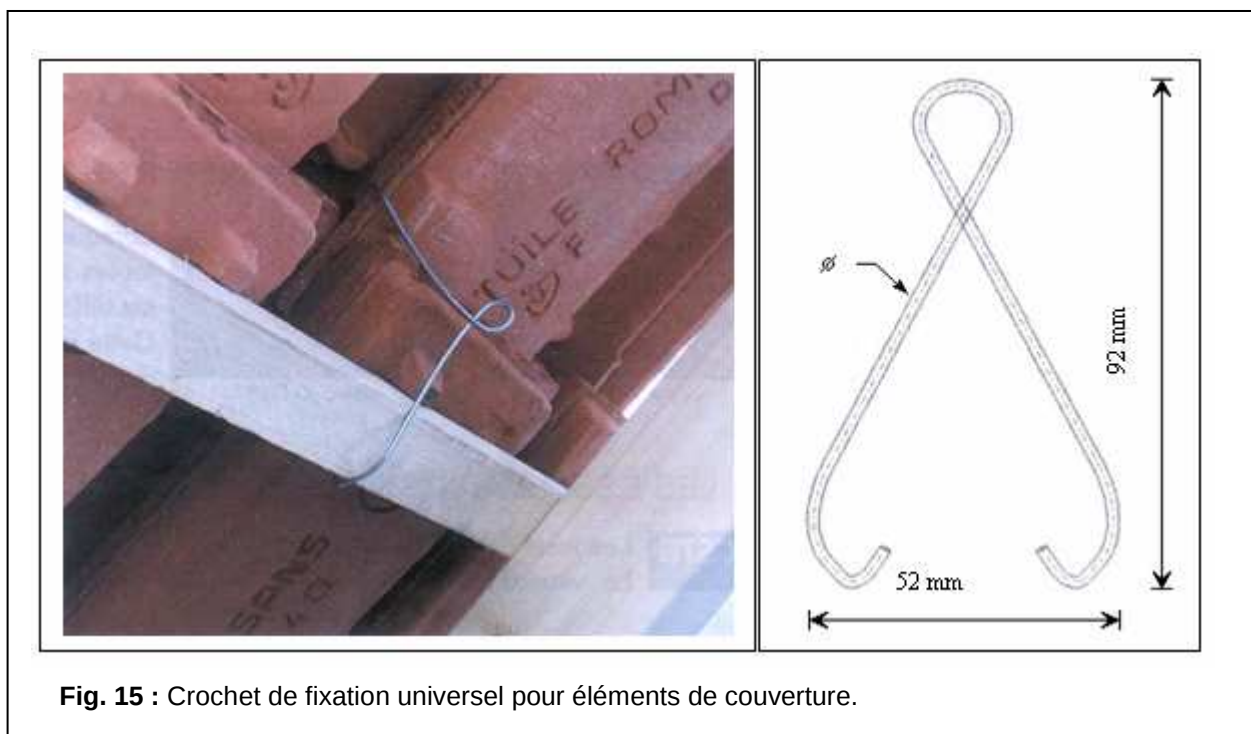
5.4.2. Couverture en petits éléments

Norme NF P31-301 (juillet 1985) : Tuiles de terre cuite à emboîtement ou à glissement (Indice de classement : P31-301).

Norme NF P31-305 (juillet 1985) : Tuiles canal de terre cuite (Indice de classement : P31-305).

Les éléments de couverture doivent être fixés aux composants qui les supportent (chevrons, pannes, etc.). En pratique, tous les procédés de couvertures peuvent être fixés moyennant des dispositifs qui leur sont spécialement dédiés. A titre d'exemple, nous

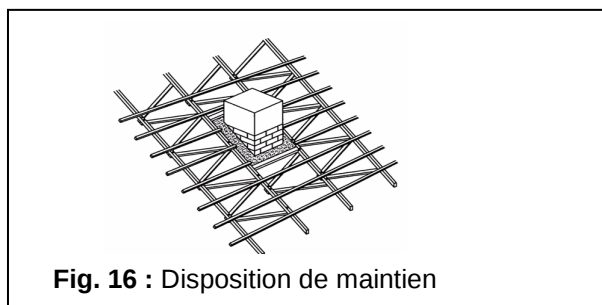
pouvons citer explicitement le cas des tuiles à emboîtement qui représentent 80% de la part de marché des couvertures en tuiles. Pour simplifier le choix de l'accessoire de fixation à utiliser, il existe un système de fixation pouvant être mis en œuvre sur tous les types de tuiles à emboîtement :



5.4.3. Cheminées

NF EN 13084-1 (avril 2001) : Cheminées auto-portantes - Partie 1 : Exigences générales (2ème tirage avril 2005) (Indice de classement : P51-501)

Pour ce qui concerne les cheminées, les conduits maçonnés en petits éléments doivent comporter des appuis horizontaux à toutes les hauteurs d'étages ou tous les 2,5 m de hauteur. Ces appuis sont réalisés soit par la traversée de plancher, soit par des brides de fixation positionnées sur un mur de refend ou de pignon. Un dernier appui horizontal se fait au droit de la jonction entre la couverture et de la charpente. Afin d'éviter un cisaillement engendré par le déplacement de la couverture lors de son rôle de contreventement de la charpente, il faut positionner des éléments contreventement sur le pourtour du conduit, immédiatement à son contact.



5.4.4. Menuiseries

Norme NF P24-301 (août 1980) : *Spécifications techniques des fenêtres, portes-fenêtres et châssis fixes métalliques*
(Indice de classement : P24-301)

Pour ce qui concerne les châssis menuisés, le critère de rigidité est très important, l'analyse des résultats de nombreux essais et l'examen de sinistres, effectués par le CSTB, a montré que :

- pour le cas des fenêtres en bois, une déformation importante de la menuiserie liée à des faibles sections de bois (vitrage simple), conduit à l'échappement du pêne, une ouverture des ouvrants et le bris des vitrages.
- pour le cas des fenêtres en aluminium (grandes dimensions, en simple vitrage et faibles inerties), des déformations importantes ont été constatées, mais sans échappement, du fait de la raideur plus faible et, donc, de la plus grande capacité à se déformer.

En conséquence, on peut légitimement, pour tous les châssis menuisés, retenir une approche par spectre de dimensionnement comme cela est fait pour les structures, c'est-à-dire que la charge statique de dimensionnement que l'on prend en compte sera la pression pondérée appliquée sur la façade ou pignon considéré, multipliée par le coefficient donné dans le tableau 3 (cf. 4.2.4).

Les garnitures d'étanchéité entre ouvrant et dormant, qui assurent la séparation entre les ambiances intérieure et extérieure, doivent être installées dans un même plan sur toute la périphérie. Les profilés doivent pouvoir être remplacés, être étanches au vent, à l'eau et être bloqués pour éviter tout déplacement.

La qualité des fixations de la quincaillerie liant le vantail au dormant doit être suffisante vis-à-vis des effets de surpression. Les types de fenêtres sollicitant le plus les quincailleries pour ce type de sollicitation et donc leur support, sont celles à vantaux pivotant autour d'une de leurs rives (fenêtres à 2 vantaux à la française ou à l'anglaise) et avec ancrage haut et bas au battement.

5.4.5. Vitrages

Norme NF DTU 39 P1-1 (octobre 2006) : *Travaux de bâtiment - Travaux de vitrerie-miroiterie - Partie 1-1 : Cahier des clauses techniques* (Indice de classement : P78-201-1-1)

Pour ce qui concerne les vitrages, on se limitera à l'utilisation de verre trempé ou de verre durci, dont la fragmentation en cas de rupture se fait en petits éléments et, donc, présente un risque moindre pour les personnes. L'utilisation de doubles-vitrages (ou, mieux, de doubles-fenêtres) est fortement recommandée.

Il est également possible d'avoir recours à des **films de sécurité appliqués sur la surface intérieure de la vitre** afin de retenir les morceaux de verre. Des essais ont été réalisés sur des films de sécurité, ils se sont avérés efficaces pour réduire les risques.

De plus, sur un plan économique, il peut être utile de dimensionner les vitrages afin de prévoir le risque de rupture en cas de surpression modérée. Ceci peut se révéler particulièrement intéressant dans le cas d'aléas combinés surpression-toxique, en vue du choix de la méthode de confinement. On pourra se référer au besoin à la méthode décrite en annexe B, pour un tel dimensionnement.

5.4.6. Plafonds suspendus

NF P68-203-1 (DTU 58.1) (juillet 1993) : Plafonds suspendus - Travaux de mise en œuvre - Partie 1 : Cahier des clauses techniques (Indice de classement : P68-203-1)

La pratique habituelle consistant à poser des panneaux sur une ossature horizontale fixée par suspentes, sans fixations mécaniques entre panneaux et supports, ne permet pas d'empêcher le soulèvement des panneaux en cas de surpression intérieure. Ce soulèvement est susceptible de s'accompagner d'un mouvement latéral puis de la chute de panneaux (ce phénomène a été observé dans plusieurs sinistres dus à une surpression accidentelle). En conséquence, il est fortement recommandé de liaisonner mécaniquement les panneaux à l'ossature-support, dans le cas où une action de surpression est possible.

5.5. Éléments de surcoût pour le bâti neuf

Toutes les dispositions vues dans ce qui précède vont conduire évidemment à un surenchérissement du coût de l'ouvrage projeté. Toutefois, le surcoût induit par ces dispositions complémentaires peut être minimisé si les options sont prévues en amont du projet.

A titre d'ordre de grandeur, le tableau 4 ci-après fournit, en pourcentage du coût total de la construction hors-zone d'aléa de surpression, les surcoûts attendus, en fonction de la zone d'aléa et du type d'ouvrage. Ces chiffres :

- prennent en compte le fait que les dispositions ne visent que les composants de gros-œuvre, couvertures et menuiseries, qui constituent globalement 50 à 60 % du coût total d'un bâtiment,
- supposent que la conception générale (symétrie des raideurs, formes compactes, etc.) respecte les dispositions générales données dans ce qui précède.

Zone d'aléa \ Type de construction	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
F+	30,0 %	25,0 %	23,0 %	20,0 %
F	20,0 %	18,0 %	16,0 %	15,0 %
M+	15,0 %	12,0 %	10,0 %	10,0 %
M	10,0 %	9,0 %	9,0 %	8,0 %
Fai	5,0 %	4,0 %	3,0 %	3,0 %

Tab. 4 – Ordre de grandeur des surcoûts de construction pour le bâti neuf.

5.6. Récapitulatif : actions pratiques pour les préconisations en matière de bâti neuf

5.6.1. Cas des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 50 à 140 hPa.

Pour le cas des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 50 à 140 hPa, des dispositions simples visant **quinze critères**, pour chacun des quatre types recensés, permettent d'obtenir un comportement satisfaisant des bâtiments. Les dispositions en question sont listées dans le tableau qui suit, et sont déclinées en fonction du type de bâtiment. Les dispositions indiquées renvoient le cas échéant aux différents paragraphes explicatifs du présent document :

N°	Critère de conception	Bâtiment du type 1	Bâtiment du type 2	Bâtiment du type 3	Bâtiment du type 4
1	Régularité en plan (§ 5.1.1)	Forme compacte sans angles saillants (voir schémas 5.1.1)	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
2	Rapport des dimensions (§ 5.1.2)	Valeur limite de $L/\ell = 1,5$	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
3	Décrochements (§ 5.1.3)	Valeur maximale = 5% de la dimension parallèle au décrochement	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
4	Distribution des raideurs en plan (§ 5.1.4)	Murs disposés approximativement symétriquement dans les deux directions (écart de symétrie inférieur à 5% vis-à-vis des dimensions).	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
5	Ancrage des fondations (§ 5.1.5)	Ancrage minimal de 50 cm dans le sol porteur.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
6	Rigidification de l'infrastructure (§ 5.1.6)	Semelles de fondations liaisonnées dans les deux directions du bâtiment	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
7	Dallage sur terre-plein (§ 5.1.7)	Dallage de type solidaire (relié aux longrines et aux murs périphériques)	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
8	Inclinaisons des toitures (§ 5.1.8)	Angle maximal de la toiture = 25°.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
9	Contreventement vertical (§ 5.2)	Au minimum deux murs dans chacune des deux directions, espacés d'au moins 0,8 L (L = dimension du bâtiment perpendiculaire aux murs).	Contreventement par murs en béton ou maçonnerie chaînée, dans chacune des deux directions. Espacement maximal entre chaque mur = 4 m.	Contreventement par murs en béton ou maçonnerie chaînée, ou encore par portiques autostables, dans chacune des deux directions. Espacement maximal entre chaque plan de contreventement = 6 m	Contreventements par portiques, palées de stabilité ou refends en béton, dans les deux directions. Minimum : 2 plans de stabilité par direction, éloignés d'au moins 0,8 L (L = dimension du bâtiment perpendiculaire aux murs).
10	Planchers (§ 5.3.1)	Plancher béton ou bois avec liaisons sur les murs.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
11	Charpentes de couvertures (§ 5.4.1)	Charpentes liaisonnées au gros-œuvre. Couverture liaisonnée à la charpente.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
12	Cheminées (§ 5.4.3)	Appuis horizontaux à tous les étages. Blocage sur charpente.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
13	Menuiseries et bardages (§ 5.4.4)	Retenir menuiseries PVC ou aluminium. Dispositions de liaisons au gros-œuvre conformes aux règles habituelles.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
14	Plafonds suspendus (§ 5.4.6)	Fixation mécanique à prévoir pour tous les panneaux (pose en suspente interdite).	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1
15	Vitrages (§ 5.4.5)	Survitrages, doubles fenêtres ou film de sécurité à retenir.	Idem type 1	Idem type 1	Idem type 1

Tab. 5 – Critères de préconisations pour le bâti neuf

5.6.2. Cas particulier des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 20 à 50 hPa (faibles pressions) appliquées sur les bâtiments de type 1.

Pour le cas des **faibles pressions** (niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 20 à 50 hPa, sans condition sur le cumul des classes de probabilité d'occurrence), les bâtiments de type 1 (maison individuelle), construits de manière traditionnelle, sont réputés sécurisés sur le plan structural dès lors qu'ils respectent les critères 1, 9 et 15 du tableau ci-dessus, et c'est ce que démontrent les constats effectués après certains sinistres dûs à une surpression. L'expérience montre que pour ce type de bâtiments, dans la pratique, les critères 1 et 9 sont presque toujours respectés. Il restera alors à préconiser la sécurisation du vitrage, selon les méthodes données au § 5.4.5.

5.6.3. Cas des niveaux d'aléa supérieurs au niveau « Fai »

5.6.3.1. Principes

Pour les cas de niveaux d'aléas supérieurs au niveau « Fai », les préconisations doivent porter sur deux aspects :

- a. le respect des critères **1 à 8** et **10 à 15**
- b. la justification de la tenue du contreventement vertical (critère n°9) par le biais d'une **étude particulière**, en utilisant les principes décrits ci-dessous.

5.6.3.2. Modalités d'analyse du contreventement vertical

La justification de la tenue du contreventement est à effectuer classiquement, en considérant la surpression comme un ensemble d'actions horizontales appliquées statiquement sur les parois extérieures du bâtiment (ce type de calcul est identique à un calcul sous les effets du vent).

Les actions horizontales à prendre en compte se calculent conformément aux développements qui précèdent. La procédure est synthétisée ci-dessous :

1. La valeur de surpression en champs libre est donnée par l'étude de danger effectuée au préalable. Cette valeur correspond à la valeur P_{inc} (voir § 2.2.4 du présent document).
2. Calculer les pressions exercées sur les différentes parois du bâtiment en pondérant la valeur de P_{inc} par les coefficients donnés au tableau 3 (§ 2.2.4). Retenir les coefficients correspondant au cas de chargement n°1 en cas de détonation et ceux correspondant au cas n°2 en cas de déflagration.
3. Calculer la période fondamentale de vibration « T » du bâtiment (calcul modal), ou à défaut prendre les valeurs forfaitaires données au paragraphe 3.2 du présent document, selon le type du bâtiment (1 à 4).
4. Déterminer le coefficient d'amplification en fonction du rapport T/t_1 (t_1 : durée de la phase positive de l'action de surpression) à partir des courbes données à l'annexe A du présent document (utiliser les courbes du § 9 de cette annexe s'il s'agit d'une déflagration, et celles du § 10 s'il s'agit d'une détonation). Le tableau suivant fournit les

coefficients d'amplification enveloppes que l'on peut retenir en première approche, à défaut de les évaluer conformément à l'annexe A :

	Détonation			Déflagration			
	$t_1 \leq 1 \text{ ms}$	$1 \text{ ms} < t_1 \leq 10 \text{ ms}$	$10 \text{ ms} < t_1 \leq 100 \text{ ms}$	$t_1 \leq 10 \text{ ms}$	$10 \text{ ms} < t_1 \leq 100 \text{ ms}$	$100 \text{ ms} < t_1 \leq 1 \text{ s}$	$1 \text{ s} < t_1 \leq 10 \text{ s}$
Type 1	0,10	0,60	1,70	1,00	3,20	3,20	1,40
Type 2	0,10	0,20	1,40	0,10	3,20	3,20	1,50
Type 3	0,10	0,10	0,50	0,10	0,50	3,20	3,20
Type 4	0,10	0,10	0,20	0,10	0,25	3,2	3,20

Tab. 6 – Coefficients enveloppes d'amplification des actions de surpression

Il convient de noter que, dans le cas où la valeur de t_1 ne serait pas fournie par l'étude de danger, compte tenu de la forme des courbes donnant le coefficient d'amplification en fonction de T/t_1 , il ne serait pas sécuritaire de retenir pour la valeur du coefficient une autre valeur que la valeur maximale de la courbe (soit 3,20 pour la déflagration et 2,00 pour la détonation).

- Effectuer un calcul du contreventement sous les actions des pressions finales obtenues sur chacune des faces du bâtiment. Les actions ainsi majorées sont prises en compte de manière statique pour le calcul (de la même manière que sont considérées les actions du vent).

6. CAS DU BÂTI EXISTANT : RENFORCEMENT PRÉVENTIF

6.1. Position du problème

Le cas particulier du bâti existant, plus spécifiquement celui de son renforcement préventif vis-à-vis d'une action accidentelle possible, ne peut pas être traité de manière aussi directe que celui, vu précédemment, du bâti neuf. En effet, **il faut au préalable effectuer un diagnostic de performances**, et reconnaître convenablement les structures en place, avant de décider quel seraient les types de renforcement les plus adaptées à l'ouvrage en question.

Il est donc nécessaire de faire effectuer un diagnostic de l'ouvrage, diagnostic pouvant se résumer à une consultation des plans d'exécution qui auraient été établis lors de la construction (lorsque ces plans existent encore). Ce diagnostic concernerait les points particulièrement sensibles aux effets de la surpression, points découlant de ceux examinés de manière détaillée au chapitre précédent concernant le bâti neuf. Le paragraphe 5.2 qui suit présente une grille de critères (**16 critères au total**) qui sont suffisants pour établir de manière fiable le niveau de vulnérabilité du bâtiment.

Il convient toutefois de noter que **le renforcement préventif ne doit pas être vu comme une mise à niveau exacte de la construction existante**. En effet, les coûts des opérations de renforcement est la plupart du temps tel qu'il doit conduire à effectuer un compromis entre ce qui est socialement acceptable en terme de risque et économiquement supportable.

Dans le paragraphe qui suit, il est présenté la manière dont le diagnostic doit être effectué et l'Annexe C décrit les techniques de renforcement les mieux maîtrisées, en indiquant dans quels cas elles sont utilisables.

6.2. Éléments de diagnostic

Le diagnostic doit s'attacher à recenser les points particuliers pouvant potentiellement mettre en cause la sécurité des personnes, en rapport avec la tenue des composants d'un bâtiment vis-à-vis d'un effet de surpression. Ces points ont d'ailleurs une relation directe avec ceux qui ont été vus dans le cas du bâti nouveau (cf. Chap.4).

L'expérience acquise dans les problèmes de renforcement conduit à recommander, dans le cadre d'une opération de diagnostic, l'établissement d'une fiche prédéfinie, qu'il convient de renseigner sur place. Cette fiche est proposée dans le tableau 3 ci-après, et comporte 16 critères dont le respect peut être vérifié par un examen visuel relativement simple ou, mieux, l'examen des plans établis lors de la construction.

L'attention est attirée sur le fait que le renforcement d'un bâtiment existant ne peut être envisagé avec une précision convenable et une pertinence recevable qu'à la condition que le diagnostic des performances initiales ait été établi correctement.

N°	CRITÈRES DE VÉRIFICATION	RÉSULTAT DU DIAGNOSTIC	
1	Rapport L/ℓ des dimensions	$> 1,5$ ☐	$\leq 1,5$ ☐
2	Présence de saillies en plan	Oui ☐	Non ☐
3	Quasi-symétrie des raideurs	Oui ☐	Non ☐
4	Ancrage des fondations	≥ 50 cm ☐	< 50 cm ☐
5	Présence de longrines	Oui ☐	Non ☐
6	Type de dallage	Flottant ☐	Solidaire ☐
7	Angle du toit	$> 25^\circ$ ☐	$\leq 25^\circ$ ☐
8	Nombre de plans de contreventement par direction	≥ 2 ☐	< 2 ☐
9	Chaînages des murs	Oui ☐	Non ☐
10	Trémies externes dans les planchers	Oui ☐	Non ☐
11	Chaînages dans les planchers	Oui ☐	Non ☐
12	Fixation de la charpente de couverture au gros-œuvre	Oui ☐	Non ☐
13	Fixation de la couverture à la charpente	Oui ☐	Non ☐
14	Calage rigide de la cheminée contre la toiture	Oui ☐	Non ☐
15	Étanchéité des menuiseries sur un seul plan	Oui ☐	Non ☐
16	Vitrage trempé ou durci	Oui ☐	Non ☐
17	Façades ou bardages rapportés	Oui ☐	Non ☐

Tab. 6 – Exemple de fiche de diagnostic

6.3. Hiérarchisation des critères de diagnostic

Une fois le diagnostic effectué et la fiche renseignée, il est utile d'opérer un **tri hiérarchisé** des critères, en termes de criticité vis-à-vis de la sécurité sous action de surpression. Par exemple, il est légitime d'affirmer que, sur l'exemple ci-dessus, le critère 9 présente un caractère plus critique que le critère 13. En effet, le non-respect du critère 9 peut conduire à l'effondrement du bâtiment alors que celui du critère 13 entraîne l'envol de la couverture. On

peut, sur la fiche du tableau 6, définir trois niveaux critiques nommés 1, 2 et 3, du plus critique au moins critique, et déclinés de la manière suivante (Tab.7) :

N°	CRITÈRES DE VÉRIFICATION	RÉSULTAT DU DIAGNOSTIC		COTATION : NIVEAU CRITIQUE
		Disposition favorable	Disposition défavorable	
1	Rapport L/ℓ des dimensions	≤ 1,5 ☐	> 1,5 ☐	2
2	Présence de saillies en plan	Non ☐	Oui ☐	2
3	Quasi-symétrie des raideurs	Oui ☐	Non ☐	1
4	Ancrage des fondations	≥ 50 cm ☐	< 50 cm ☐	1
5	Présence de longrines	Oui ☐	Non ☐	1
6	Type de dallage	Solidaire ☐	Flottant ☐	2
7	Inclinaison du toit	≤ 25° ☐	> 25° ☐	3
8	Nombre de plans de contreventement par direction	≥ 2 ☐	< 2 ☐	1
9	Chaînages des murs	Oui ☐	Non ☐	1
10	Trémies externes dans les planchers	Non ☐	Oui ☐	2
11	Chaînages dans les planchers	Oui ☐	Non ☐	1
12	Fixation de la charpente de couverture au gros-œuvre	Oui ☐	Non ☐	3
13	Fixation de la couverture à la charpente	Oui ☐	Non ☐	2
14	Calage rigide de la cheminée contre la toiture	Oui ☐	Non ☐	2
15	Étanchéité des menuiseries sur un seul plan	Oui ☐	Non ☐	3
16	Vitrage trempé ou durci, ou film de sécurité	Oui ☐	Non ☐	2
17	Façades ou bardages rapportés	Oui ☐	Non ☐	2

Tab. 7 – Illustration de la hiérarchisation des critères de diagnostic :

Niveau 1 : Désordres sévères, voire effondrement. Sécurité des personnes fortement compromise.

Niveau 2 : Désordres moyens. Sécurité des personnes moyennement compromise.

Niveau 3 : Désordres légers, peu d'impacts. Sécurité des personnes faiblement compromise.

Cette cotation permet de prioriser les actions de renforcement, en s'attachant par exemple à ne viser que les critères notés 1. Ceci va évidemment conduire à un niveau de sécurité inférieur à celui du bâti neuf pour lequel tous les critères auront été respectés, **mais on aura ainsi amélioré le niveau de sécurité par rapport à sa valeur initiale**. Ce compromis technico-économique en matière de bâti existant nous semble indispensable si l'on souhaite concilier sécurité et viabilité économique.

6.4. Degré d'analyse

Comme pour le bâti nouveau, il est possible pour l'analyse de recourir à une approche simplifiée ou à une approche fine. Le recours à un bureau d'études « structures », pour effectuer les analyses préalables alimentées par les éléments de diagnostic est recommandé afin d'apprécier convenablement le risque d'effondrement du bâtiment par insuffisance de contreventement ou vice dans la conception initiale. En revanche, il n'est pas déraisonnable de concéder une approche plus simple pour les éléments de second-œuvre (couverture, vitrage), en se bornant, par exemple, à une remise en état de manière à être en conformité avec les recommandations données au chapitre 4 (constructions nouvelles).

Toutefois, en matière de renforcement structural, les techniques disponibles sont globalement mal connues, sauf par quelques entreprises spécialisées. De ce fait, il semble utile de donner des éléments pouvant aider au choix et à la conception des renforcements. Des fiches descriptives de certaines techniques utilisées sont proposées en annexe C, et des informations relatives aux coûts induits sont données pour ces diverses techniques.

6.5. Récapitulatif : actions pratiques pour les préconisations en matière de bâti existant

Les préconisations en matière de bâti existant doivent obligatoirement s'appuyer, nous l'avons dit, sur la base d'un diagnostic préalable de performances. Ce diagnostic consiste à renseigner, pour tous les bâtiments situés dans le périmètre de l'étude relevant du PPRT, les fiches de diagnostic décrites en 5.2 et 5.3 ci-dessus. Une fois ces fiches remplies, les bâtiments présentant des défaillances de criticité pour certains critères doivent faire l'objet de travaux de renforcement visant les défaillances constatées.

6.5.1. Cas des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 50 à 140 hPa.

Dans ce cas, il est loisible de prescrire **des renforcements uniquement vis-à-vis des critères présentant le niveau 1 de criticité**, c'est-à-dire les critères 3, 4, 5, 8, 9 et 11 selon le tableau 7.

Il convient de noter que les travaux de renforcements sur existant relèvent de techniques délicates et nécessitent un savoir-faire spécifique. Les techniques décrites en annexe C du présent document sont parmi les plus maîtrisées, mais il nous paraît nécessaire que les travaux soient effectués par des entreprises du bâtiment.

6.5.2. Cas particulier des niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 20 à 50 hPa (faibles pressions) appliquées sur les bâtiments de type 1.

Pour le cas des **faibles pressions** (niveaux d'aléa « Fai » avec des pressions allant de 20 à 50 hPa, sans condition sur le cumul des classes de probabilité d'occurrence), les bâtiments de type 1 (maison individuelle), qui auraient été construits de manière traditionnelle, sont réputés sécurisés sur le plan structural dès lors qu'ils respectent les critères 1, 8 et 16 du tableau 7, et c'est ce que démontrent les constats effectués après sinistres de surpression.

L'expérience montre que pour ce type de bâtiments, dans la pratique, les critères 1 et 8 sont presque toujours respectés. Il restera alors à préconiser la sécurisation du vitrage, selon les méthodes données au § 5.4.5.

6.5.3. Cas des niveaux d'aléa supérieurs au niveau « Fai »

Dans ce cas, les renforcements à préconiser ne peuvent pas se limiter uniquement aux critères présentant le niveau 1 de criticité. Il est recommandé, notamment pour ce qui concerne l'aspect économique, de viser au minimum le niveau 2 afin d'assurer une sécurité convenable.

Comme pour le bâti neuf, dans le cas de niveaux d'aléa supérieurs au niveau « Fai », une analyse de la structure renforcée selon l'approche décrite en 4.6.2.2 ci-dessus est recommandée.

6.6. Éléments de surcoût pour le bâti existant

Compte tenu de la disparité du bâti existant et des insuffisances pouvant être constatées lors du diagnostic, il est difficile de donner des ordres de grandeur raisonnablement fiables du surcoût lié au renforcement dû à l'exposition à un aléa de surpression. En effet, les paramètres influents se révèlent très nombreux et il ne semble pas aisé de dégager une tendance claire en la matière. Néanmoins, on trouvera en annexe C (présentation des techniques de renforcement) des indications qualitatives sur les niveaux de difficultés et les nuisances occasionnées par les différentes techniques présentées. Ainsi, l'utilisateur pourra avoir une idée des surcoûts auxquels il pourra s'attendre lors d'une opération de renforcement.

On notera toutefois que les coûts de renforcement d'un bâtiment existant non conçu pour faire face à une action de surpression sont très significativement supérieurs aux surcoûts qui auraient été consentis lors de la construction de ce même bâtiment, vis-à-vis de cette même action.

7. CONCLUSIONS

A la lumière des développements de la présente étude, il est possible de formuler les conclusions suivantes :

- Les déflagrations peuvent conduire à des sollicitations plus sévères que celles dues aux détonations. En effet, le coefficient amplificateur peut atteindre la valeur de 3,25 pour le cas des déflagrations alors qu'il ne dépasse pas 2 pour celui des détonations.
- Dans ce qui précède, il a été considéré que les études de dangers fournissent certaines données de base servant à l'analyse des réponses de bâtiments. Ces données sont essentiellement le type d'action (déflagration ou détonation) ainsi que l'intensité des pics de pression. De telles données, cela a été vu dans cette étude, ne permettent pas d'effectuer un calcul précis des amplifications dynamiques de pression, les coefficients d'amplification devant tenir compte des durées de l'action. Il serait donc souhaitable, si on souhaite une analyse fine, plutôt que forfaitaire, de disposer des valeurs de durées d'actions. Ceci permettrait d'effectuer des lectures spectrales plutôt que de retenir les coefficients forfaitaires donnés au chapitre 4 (tab. 4).
- Le format de calcul ainsi que les dispositions constructives sont, dans leur esprit, assez voisins de ce qui se fait vis-à-vis des actions sismiques. Ceci est compréhensible dans la mesure où, dans le cas du séisme comme dans celui des surpressions, les actions ont un caractère dynamique très prononcé. Toutefois, les durées d'application pour chacun de ces deux types d'actions sont très différentes (très courtes pour les surpressions, beaucoup plus longues pour le séisme) et, surtout, les natures d'actions sont différentes : le séisme impose un déplacement, la surpression impose une pression. Ceci fait que, dans le cas des surpressions, les notions d'adaptation et de plastification ne sont pas à prendre en compte comme dans le cas du séisme par le biais d'un « coefficient de comportement », en raison du fait que les réponses maximales ont lieu dans des délais insuffisants pour mobiliser les adaptations. Néanmoins, les capacités de redistribution et de résistance sont recherchées dans les deux cas par des dispositions constructives assez voisines.
- Pour ce qui concerne le **bâti neuf**, les préconisations données au § 4.6 sont celles que les services instructeurs du PPRT pourront prescrire et dont ils pourront vérifier la bonne application. Pour ce qui concerne le **bâti existant**, il n'est évidemment pas possible de dégager des règles générales comme cela a été possible pour le bâti neuf. Néanmoins, le chapitre 5 du présent document fournit une approche méthodologique tant en matière de diagnostic qu'en matière de prescriptions de renforcements, sur la base d'une grille de reconnaissance. Il n'en demeure pas moins que, pour le bâti existant, les décisions finales ne peuvent être prises qu'au terme d'une analyse technique pertinente au cas par cas, effectuée par des personnes ou organismes compétents.

=====

Annexe A : Effets mécaniques d'une surpression sur une structure

1. Introduction

Cette annexe présente un calcul complet mené sur une structure suffisamment simple pour que toutes les étapes puissent être effectuées analytiquement et que l'on puisse ainsi au fil de celles-ci comprendre les similitudes et les divergences apparaissant vis-à-vis des calculs dynamiques.

La structure étudiée est soumise à une pression dynamique uniforme sur sa longueur. La méthode de résolution employée est la méthode modale temporelle qui consiste à écrire l'équation d'équilibre dynamique de la poutre sur la base formée par ses modes propres de vibration et à profiter de la propriété d'orthogonalité des modes pour formuler le problème sous une forme accessible aux méthodes de résolution analytiques ou semi-analytiques.

Pour faciliter les développements qui suivent, la structure modèle sera suffisamment simple pour ne pas donner lieu à un formalisme complexe (poutre en flexion).

L'étude de la structure nous amène à nous intéresser au comportement d'un oscillateur simple (correspondant ici au mode fondamental de la poutre) soumis à une **déflagration ou à une détonation**. De là, nous examinerons la réponse maximale de l'oscillateur en phase de surpression et en phase de dépression, afin d'établir des spectres d'explosion qui pourront servir, dans des études à venir, à traiter le problème par la méthode modale spectrale (analogue à l'approche utilisée dans les règles de calculs sismiques, par exemple).

Dans toutes les configurations d'explosion, la réponse maximale des éléments de structure est atteinte très rapidement et les forces d'amortissement n'ont pas le temps nécessaire pour absorber une énergie significative. Il est donc licite de négliger les phénomènes d'amortissement dans les développements qui suivent.

2. Équation d'équilibre dynamique

En négligeant les termes d'inertie en rotation et ceux de déformations de cisaillement (Bernoulli), ce qui est légitime dans la très grande majorité des cas, la formulation mathématique de l'équilibre dynamique en flexion d'une poutre en flexion conduit à l'équation différentielle aux dérivées partielles :

$$\text{Eq 1.} \quad EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + \rho S \ddot{v} = p(x, t)$$

Avec E , I , ρ , S respectivement les module, inertie, masse volumique et section droite de la poutre ; x et t les variables indépendantes correspondant à la position de la section et au temps ; p la pression dynamique (exprimée ici en force par unité de longueur) et v le déplacement transversal qui en résulte.

On adopte ici et dans la suite la notation classique : $\dot{v} = \frac{\partial v}{\partial t}$ et $\ddot{v} = \frac{\partial^2 v}{\partial t^2}$.

3. Vibrations libres – modes propres de vibration

Les vibrations libres de la poutre en flexion simple sont gouvernées par l'équation 1 dans laquelle les efforts extérieurs sont pris égaux à zéro (équation homogène) :

$$\text{Eq 2.} \quad EI \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} + \rho S \ddot{v} = 0$$

Les solutions de l'équation 2 sont cherchées sous la forme : $v(x, t) = q(t)\phi(x)$. Soit en reportant dans 2 :

$$\text{Eq 3.} \quad EI q \phi^{(4)} + \rho S \phi \ddot{q} = 0$$

De sorte que les variables peuvent être séparées :

$$\text{Eq 4.} \quad \frac{\phi^{(4)}}{\phi} = - \frac{\rho S}{EI} \frac{\ddot{q}}{q}$$

Égaux pour tous x et t , ces termes sont nécessairement constants. En introduisant la variable adimensionnelle α , on peut donc encore écrire :

$$\text{Eq 5.} \quad \frac{\phi^{(4)}}{\phi} = - \frac{\rho S}{EI} \frac{\ddot{q}}{q} = \frac{\alpha^4}{L^4}$$

Avec L la longueur de la poutre.

Posant $\omega^2 = \frac{\alpha^4}{L^4} \frac{EI}{\rho S}$, l'équation 5 conduit au système :

$$\text{Eq 6.} \quad \begin{cases} \ddot{q}(t) + \omega^2 q(t) = 0 \\ \phi^{(4)}(x) - \frac{\alpha^4}{L^4} \phi(x) = 0 \end{cases}$$

La fonction du temps est l'équation différentielle régissant l'équilibre dynamique d'un oscillateur à 1 degré de liberté. La fonction d'espace admet la solution générale connue :

$$\text{Eq 7.} \quad \phi(x) = A \sin\left(\alpha \frac{x}{L}\right) + B \cos\left(\alpha \frac{x}{L}\right) + C \sinh\left(\alpha \frac{x}{L}\right) + D \cosh\left(\alpha \frac{x}{L}\right)$$

Où les constantes A, B, C, D et la variable α dépendent des 4 conditions aux limites de la poutre (on obtient donc les modes à un coefficient multiplicateur près).

Dans le cas d'une poutre simplement appuyée, on constate tous calculs faits que $\alpha = n\pi$ convient pour tout n et que les modes propres de vibration adoptent la forme simple :

$$\text{Eq 8.} \quad \phi_n(x) = A_n \sin\left(n\pi \frac{x}{L}\right)$$

Où les A_n sont arbitraires.

Les pulsations propres correspondantes sont :

$$\text{Eq 9.} \quad \omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S}}$$

4. Orthogonalité des modes propres

Les modes propres donnés par l'équation 8 constituent une base orthogonale pour les déplacements transversaux de la poutre. Le résultat est connu et donc admis ici sans démonstration. Il est cependant nécessaire pour la suite de calculer la norme des modes propres.

$$\text{Eq 10.} \quad \int_0^L \phi_n(x) \phi_n(x) dx = A_n^2 \int_0^L \sin^2\left(n\pi \frac{x}{L}\right) dx = \frac{L}{2} A_n^2$$

On constate que si l'on choisissait $A_n = \sqrt{\frac{2}{L}}$, les modes $\phi_n(x)$ formeraient une base orthonormée pour le produit scalaire canonique. Néanmoins, ce choix conduirait à des écritures inutilement lourdes et on préfère pour la suite choisir $A_n = 1$ pour tout n . Ce choix conduit à la propriété suivante du produit scalaire :

$$\text{Eq 11.} \quad \int_0^L \phi_n(x) \phi_k(x) dx = \frac{L}{2} \delta_{nk}$$

où δ_{nk} est le symbole de Kronecker.

5. Écriture du problème de vibration sur la base modale

En décomposant le déplacement transversal et la pression sur la base des modes propres :

$$\text{Eq 12.} \quad v(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} y_n(t) \phi_n(x) \quad \text{et} \quad p(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} z_n(t) \phi_n(x) \quad \text{avec} \quad \phi_n(x) = \sin\left(n\pi \frac{x}{L}\right)$$

L'équation 1 d'équilibre dynamique prend la forme :

$$\text{Eq 13.} \quad EI \sum_{n=1}^{\infty} y_n(t) \phi_n^{(4)}(x) + \rho S \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{y}_n(t) \phi_n(x) = \sum_{n=1}^{\infty} z_n(t) \phi_n(x)$$

Or, d'après l'équation 5 et la forme de α , on a : $\phi_n^{(4)}(x) = \left(\frac{n\pi}{L}\right)^4 \phi_n(x)$.

L'équation 13 peut donc encore s'écrire :

$$\text{Eq 14.} \quad EI \sum_{n=1}^{\infty} y_n(t) \left(\frac{n\pi}{L}\right)^4 \phi_n(x) + \rho S \sum_{n=1}^{\infty} \ddot{y}_n(t) \phi_n(x) = \sum_{n=1}^{\infty} z_n(t) \phi_n(x)$$

L'expression du produit scalaire 11 montre que l'équation 14 est équivalente à :

$$\text{Eq 15.} \quad EI y_n(t) \left(\frac{n\pi}{L}\right)^4 + \rho S \ddot{y}_n(t) = z_n(t) \text{ pour } n = 1, \infty$$

On constate donc que, sur la base modale, l'équation différentielle aux dérivées partielles d'origine est transformée en une infinité d'équations différentielles linéaires et du second ordre régissant l'équilibre dynamique d'oscillateurs découplés à 1 degré de liberté.

On réécrit ces équations sous la forme conventionnelle :

$$\text{Eq 16.} \quad \ddot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = \frac{z_n(t)}{\rho S} \text{ pour } n = 1, \infty$$

La pulsation est telle que définie à l'équation 9.

On va dans la suite projeter la pression p sur la base modale pour définir les fonctions $z_n(t)$ et résoudre l'équation 16 pour en déduire les fonctions $y_n(t)$.

6. Projection de la pression sur la base modale

Les équations 11 et 12 engendrent l'égalité :

$$\text{Eq 17.} \quad \int_0^L \phi_n(x) \cdot p(x,t) dx = \sum_{k=1}^{\infty} z_k(t) \int_0^L \phi_n(x) \cdot \phi_k(x) dx = \sum_{k=1}^{\infty} z_k(t) \frac{L}{2} \delta_{nk} = \frac{L}{2} z_n(t)$$

Les fonctions $z_n(t)$ sont donc définies par :

$$\text{Eq 18.} \quad z_n(t) = \frac{2}{L} \int_0^L \phi_n(x) \cdot p(x,t) dx$$

Or, on considère que le champ de pression dynamique est uniforme sur la poutre : $p(x,t) = p(t)$. On obtient dans cette situation :

$$\text{Eq 19.} \quad z_n(t) = \frac{2}{L} p(t) \int_0^L \phi_n(x) dx = \frac{2}{L} p(t) \int_0^L \sin\left(n\pi \frac{x}{L}\right) dx = \begin{cases} \frac{4p(t)}{n\pi} & \text{si } n \text{ est impair} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$$

7. Vibrations de la poutre soumise au champ de pression dynamique uniforme $p(t)$

L'équation 16 considérée avec $z_n(t)=0$ est l'équation d'un oscillateur simple en vibrations libres (cf. équation 6). Or, avant que l'onde de pression ne la sollicite, la poutre est en équilibre statique. Donc, la solution en vibration libre est la solution triviale $y_n(t)=0$.

Au bilan, les équations 12, 16 et 19 permettent de définir les vibrations transversales de la poutre soumise au champ de pression uniforme $p(t)$:

$$\text{Eq 20.} \quad v(x,t) = \sum_{n=1,3,5,\dots} y_n(t) \sin\left(n\pi \frac{x}{L}\right) \quad \text{avec} \quad \ddot{y}_n(t) + \omega_n^2 y_n(t) = f_n(t)$$

$$\text{Où } \omega_n = \frac{n^2 \pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S}} \quad \text{et} \quad f_n(t) = \frac{4p(t)}{n\pi \rho S}.$$

On constate que l'amplitude des harmoniques décroît comme $\frac{f_n(t)}{\omega_n^2}$, soit en $\frac{1}{n^5}$. Ainsi, bien

qu'en toute théorie la solution exacte des vibrations soit une somme infinie, on constate qu'une excellente approximation (par valeur supérieure, ce qui va dans le sens de la sécurité) est obtenue en ne retenant que la première harmonique (la deuxième harmonique impaire, soit pour $n=3$, a une amplitude 243 fois moindre que celle de la première harmonique).

Finalement, la poutre se comporte comme un oscillateur simple dont la vibration est régie par l'équation :

$$\text{Eq 21.} \quad v(x,t) \approx y(t) \sin\left(\pi \frac{x}{L}\right) \quad \text{avec} \quad \ddot{y}(t) + \omega^2 y(t) = f(t)$$

$$\text{Où } \omega = \frac{\pi^2}{L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho S}} \quad \text{et} \quad f(t) = \frac{4p(t)}{\pi \rho S}.$$

8. Déplacement transversal maximal de la poutre soumise au champ de pression dynamique

L'équation 21 permet d'aboutir à une expression analytique explicite des vibrations de la poutre lorsque le signal de pression est suffisamment simple. Nous allons dans la suite définir cette expression en distinguant les deux formes d'onde de pression apparaissant en

cas de déflagration et de détonation. Delà, on s'intéressera à l'amplitude maximale des vibrations qui peut apparaître pendant la durée de l'impulsion ou pendant la phase de vibration libre après la fin de l'impulsion. Plus précisément, on s'intéressera au coefficient d'amplification dynamique D , rapport de l'amplitude maximale dynamique à l'amplitude maximale statique (valeur que l'on obtiendrait si le signal était suffisamment lent pour que les effets d'inertie deviennent négligeables). On constatera qu'en faisant un choix judicieux de deux formes d'onde de pression très proches des formes réelles correspondant à une déflagration ou à une détonation, on montrera que D ne dépend que du rapport $\tau = t_1/T$ de la durée de la phase positive de l'onde de pression à la période propre de la poutre. Les calculs présentés dans la suite feront apparaître ce rapport dans un souci de simplification des écritures mais les représentations de D sous forme graphique seront données en fonction de l'inverse de τ , soit en fonction du rapport T/t_1 , pour permettre une lecture plus naturelle des graphes que l'on appellera spectre de déflagration, respectivement de détonation.

9. Spectre de déflagration

On constate que l'onde de pression engendrée par une déflagration a une forme très proche d'une période de sinusoïde. En notant t_1 la durée de la phase positive et P la pression de crête, l'onde de déflagration admet l'expression suivante :

$$\text{Eq 22.} \quad p(t) = P \sin(\omega_1 t) \quad \text{avec} \quad \omega_1 = \frac{\pi}{t_1}$$

Nous considérons ainsi que le signal de surpression est conforme au schéma suivant :

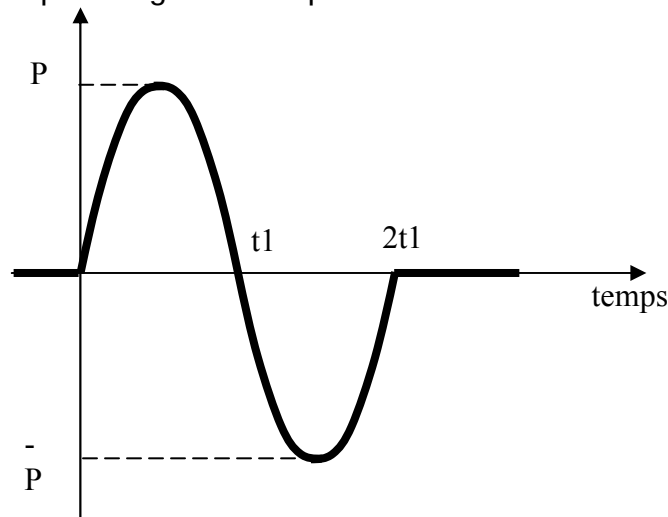


Illustration 1 - Onde de surpression engendrée par une déflagration

La fonction $f(t)$ a naturellement la même forme.

Réponse de la poutre sous sollicitation quasi-statique :

Lorsque l'onde de surpression est suffisamment lente pour que les effets d'inertie ne se manifestent pas, la fonction $y(t)$ prend la forme simple :

$$\text{Eq 23.} \quad y_{\text{statique}}(t) = \frac{f(t)}{\omega^2} = \frac{T^2 p(t)}{\pi^3 \rho S}$$

On obtient donc l'extremum suivant (positif ou négatif) :

$$\text{Eq 24.} \quad y_{\text{stat}} = \frac{T^2 P}{\pi^3 \rho S}$$

Nous allons étudier à présent la réponse dynamique de la poutre apparaissant lorsque le signal est suffisamment rapide.

Réponse dynamique de la poutre pendant la durée de l'onde de pression :

Pendant la durée de l'onde de pression, soit pour $t \leq 2t_1$, la fonction du temps $y(t)$ solution de l'équation différentielle 21 est de la forme :

$$\text{Eq 25.} \quad y_{\text{dyna}}(t) = \underbrace{a \cos(\omega t) + b \sin(\omega t)}_{\text{solution générale de l'équation homogène}} + \underbrace{\frac{4P}{\pi \rho S} \frac{1}{\omega^2 - \omega_1^2} \sin(\omega_1 t)}_{\text{solution particulière}}$$

La condition initiale de poutre en équilibre statique ($y(0) = \dot{y}(0) = 0$) entraîne $a = 0$ et $b = -\frac{4P}{\pi \rho S} \frac{1}{\omega^2 - \omega_1^2} \frac{\omega_1}{\omega}$. En tenant compte de la relation $\omega = \frac{2\pi}{T}$ (T est la période propre de la poutre), en introduisant l'expression de l'extremum obtenu en statique (équation 24) et en notant τ le rapport t_1/T , on obtient :

$$\text{Eq 26.} \quad y_{\text{dyna}}(t) = y_{\text{stat}} \times \begin{cases} \frac{4\tau^2}{4\tau^2 - 1} g(t) & \text{si } \tau \neq 0,5 \\ h(t) & \text{si } \tau = 0,5 \text{ (résonance)} \end{cases}$$

$$\text{Avec } g(t) = \left(\sin \frac{\pi t}{\tau T} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{2\pi t}{T} \right) \times \text{signe}(4\tau^2 - 1) \text{ et } h(t) = \frac{1}{2} \left(\sin \frac{2\pi t}{T} - \frac{2\pi t}{T} \cos \frac{2\pi t}{T} \right).$$

Cherchons à présent, selon la valeur de τ , les valeurs maximale et minimale que prennent les fonctions $g(t)$ et $h(t)$ pour $t \leq 2t_1$.

$$\underline{1^{\text{er}} \text{ cas}} : \tau < 0,5 \Rightarrow g(t) = - \left(\sin \frac{\pi t}{\tau T} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{2\pi t}{T} \right)$$

$$\text{Sa dérivée s'écrit } \dot{g}(t) = -\frac{\pi}{\tau T} \left(\cos \frac{\pi t}{\tau T} - \cos \frac{2\pi t}{T} \right) = \frac{2\pi}{\tau T} \sin \left(\frac{\pi t}{2\tau T} (1 + 2\tau) \right) \sin \left(\frac{\pi t}{2\tau T} (1 - 2\tau) \right)$$

Un extremum de g est obtenu quand sa dérivée s'annule.

Soit : $\dot{g}(t) = 0 \Leftrightarrow \frac{t}{2\tau T}(1+2\tau) = n$ ou $\frac{t}{2\tau T}(1-2\tau) = n$ avec $n \in \mathbb{N}^*$

$n = 0$ est sans intérêt car correspond à $t = 0$, temps auquel la fonction $y(t)$ est nulle.

Pour $t \leq 2t_1$, la première égalité admet $n = 1$ pour unique solution, la deuxième égalité n'a

pas de solution. On a donc : $\dot{g}(t) = 0 \Leftrightarrow t = \frac{2\tau T}{1+2\tau}$. L'étude des variations de g montre qu'à

cet instant la fonction atteint un maximum. Un autre point remarquable est à noter en $t = 2t_1$ car si $\tau > 0,25$ alors $g(t)$ atteint un minimum qui peut être supérieur en valeur absolue au maximum précédent.

On obtient finalement : $g_{\max} = \frac{1}{2\tau} \sin \frac{4\pi\tau}{1+2\tau} - \sin \frac{2\pi}{1+2\tau}$ et $g_{\min} = \begin{cases} \frac{1}{2\tau} \sin(4\pi\tau) & \text{si } \tau > 0,25 \\ 0 & \text{sinon} \end{cases}$.

2^{ème} cas : $\tau = 0,5$

La dérivée de $h(t)$ s'écrit $\dot{h}(t) = \frac{2\pi^2}{T^2} t \sin \frac{2\pi t}{T}$. Elle s'annule en $t = t_1$ et $t = 2t_1$. On obtient

alors : $h_{\max} = \frac{\pi}{2}$ et $h_{\min} = -\pi$.

3^{ème} cas : $\tau > 0,5 \Rightarrow g(t) = \sin \frac{\pi t}{\tau T} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{2\pi t}{T}$

Sa dérivée s'écrit $\dot{g}(t) = \frac{\pi}{\tau T} \left(\cos \frac{\pi t}{\tau T} - \cos \frac{2\pi t}{T} \right) = \frac{2\pi}{\tau T} \sin \left(\frac{\pi}{2\tau T} (1+2\tau) \right) \sin \left(\frac{\pi}{2\tau T} (2\tau-1) \right)$

Elle s'annule maintenant quand $\frac{t}{2\tau T}(1+2\tau) = n$ ou $\frac{t}{2\tau T}(2\tau-1) = n$ avec $n \in \mathbb{N}^*$. L'étude des variations de g montre que seule la première condition correspond à des extrema absolus et que le maximum est atteint pour $n = \text{int} \left(0,5 + \frac{2\tau+1}{4} \right)$ et le minimum pour

$n = \text{int} \left(0,5 + \frac{3(2\tau+1)}{4} \right)$. On obtient alors : $g_{\max} = \sin \frac{2\pi \text{int} \left(\frac{2\tau+3}{4} \right)}{1+2\tau} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{4\pi\tau \text{int} \left(\frac{2\tau+3}{4} \right)}{1+2\tau}$ et

$$g_{\min} = \sin \frac{2\pi \text{int} \left(\frac{6\tau+5}{4} \right)}{1+2\tau} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{4\pi\tau \text{int} \left(\frac{6\tau+5}{4} \right)}{1+2\tau}.$$

Réponse de la poutre après passage de l'onde de pression :

A l'instant $t = 2t_1$, la vibration de la poutre est définie par $y(2t_1)$ et $\dot{y}(2t_1)$ qui constituent les conditions initiales de la phase ultérieure pendant laquelle le mouvement de la poutre est régi par l'équation des vibrations libres : $\ddot{y}(t) + \omega^2 y(t) = 0$. La réponse pour $t \geq 2t_1$ est alors donnée par :

$$\text{Eq 27.} \quad y_{\text{dyna}}(t) = y(2t_1) \cos\left(\frac{2\pi}{T}(t - 2t_1)\right) + \frac{\dot{y}(2t_1)T}{2\pi} \sin\left(\frac{2\pi}{T}(t - 2t_1)\right)$$

La valeur maximale (et minimale en valeur absolue) de $y(t)$ pendant la phase de vibration libre est alors :

$$\text{Eq 28.} \quad y_{\text{dyna}} = \sqrt{[y(2t_1)]^2 + \left[\frac{\dot{y}(2t_1)T}{2\pi}\right]^2}$$

Ainsi, en remplaçant $y(2t_1)$ et $\dot{y}(2t_1)$ par leurs valeurs respectives, on obtient :

$$\text{Eq 29.} \quad y_{\text{dyna}} = y_{\text{stat}} \times \begin{cases} \frac{2\sqrt{2}\tau}{|4\tau^2 - 1|} \sqrt{1 - \cos(4\pi\tau)} & \text{si } \tau \neq 0,5 \\ \pi & \text{si } \tau = 0,5 \end{cases}$$

Détermination du coefficient d'amplification dynamique :

On peut à présent écrire l'expression du coefficient d'amplification dynamique D en fonction du rapport $\tau = t_1/T$. Nous présentons dans la suite deux coefficients qui expriment les rapports en valeurs absolues des déplacements dynamiques aux déplacements statiques respectivement en surpression D^+ et en dépression D^- .

Pendant le passage de l'onde :

$$\text{Eq 30.} \quad D^+ = \begin{cases} 0 & \text{si } \tau = 0 \\ \frac{4\tau^2}{|4\tau^2 - 1|} \left(\frac{1}{2\tau} \sin \frac{4\pi\tau}{1+2\tau} - \sin \frac{2\pi}{1+2\tau} \right) & \text{si } \tau < 0,5 \\ \frac{\pi}{2} & \text{si } \tau = 0,5 \\ \frac{4\tau^2}{|4\tau^2 - 1|} \left(\sin \frac{2\pi \text{int}\left(\frac{2\tau+3}{4}\right)}{1+2\tau} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{4\pi\tau \text{int}\left(\frac{2\tau+3}{4}\right)}{1+2\tau} \right) & \text{si } \tau > 0,5 \end{cases}$$

$$\text{Eq 31.} \quad D^- = - \begin{cases} 0 & \text{si } \tau \leq 0,25 \\ \frac{4\tau^2}{|4\tau^2 - 1|} \frac{1}{2\tau} \sin(4\pi\tau) & \text{si } 0,25 < \tau < 0,5 \\ -\pi & \text{si } \tau = 0,5 \\ \frac{4\tau^2}{|4\tau^2 - 1|} \left(\sin \frac{2\pi \operatorname{int}\left(\frac{6\tau+5}{4}\right)}{1+2\tau} - \frac{1}{2\tau} \sin \frac{4\pi\tau \operatorname{int}\left(\frac{6\tau+5}{4}\right)}{1+2\tau} \right) & \text{si } \tau > 0,5 \end{cases}$$

Après le passage de l'onde :

$$\text{Eq 32.} \quad D^+ = D^- = \begin{cases} \frac{2\sqrt{2}\tau}{|4\tau^2 - 1|} \sqrt{1 - \cos(4\pi\tau)} & \text{si } \tau \neq 0,5 \\ \pi & \text{si } \tau = 0,5 \end{cases}$$

On obtient ainsi les graphes suivants présentés dans des repères semi-logarithmiques pour être exploitables sur une large gamme du rapport T/t_1 :

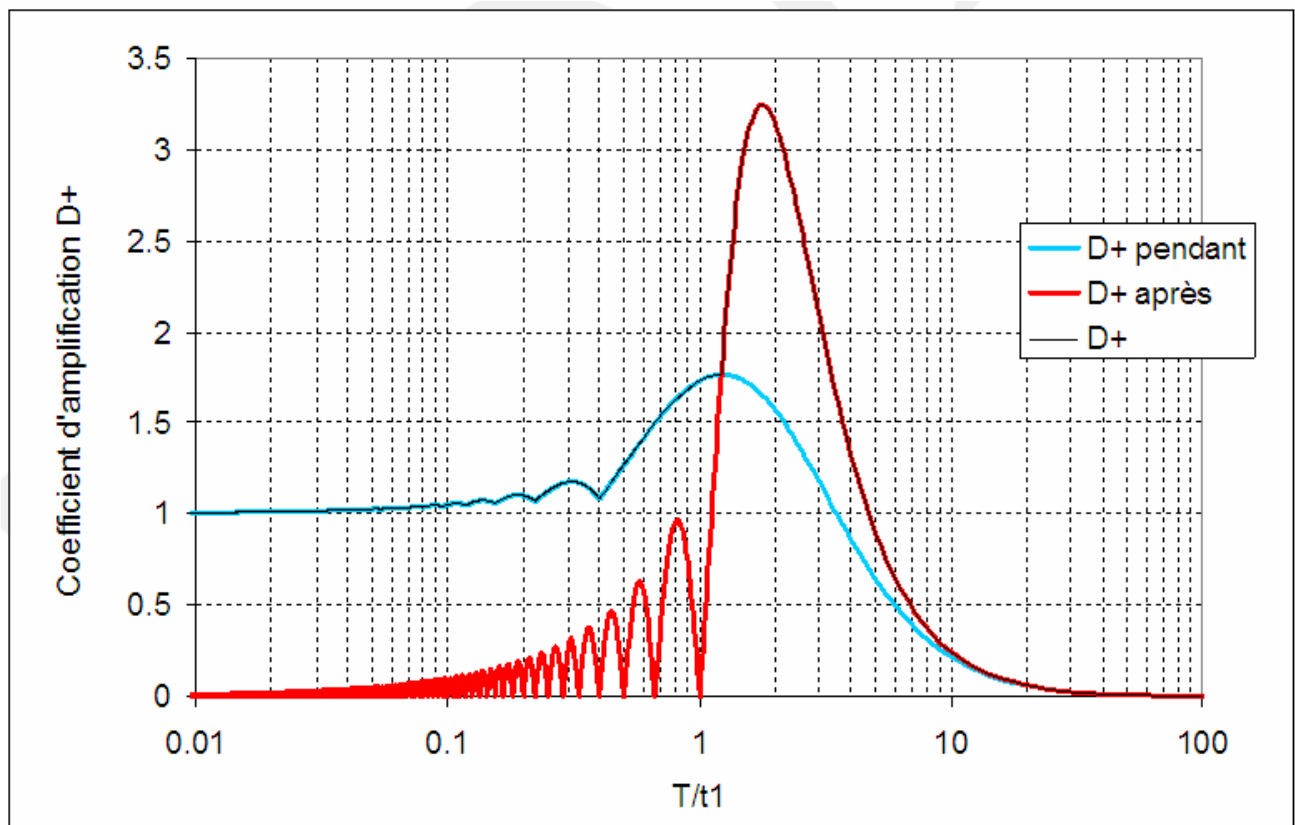


Illustration 2 - Spectre de déflagration en surpression

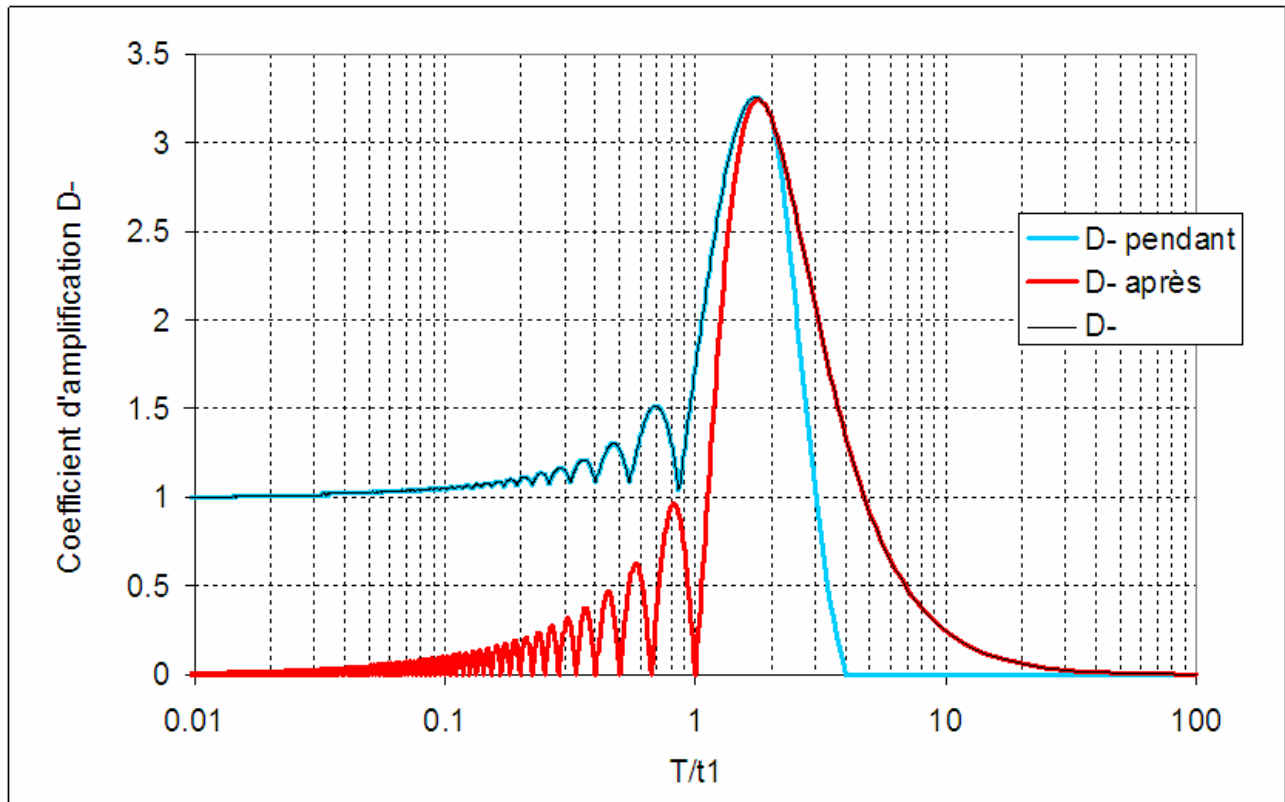


Illustration 3 - Spectre de déflagration en dépression

10. Spectre de détonation

La détonation se caractérise par une montée en pression quasi-instantanée suivie d'une décroissance plus longue quasi-linéaire se poursuivant en dépression d'amplitude usuellement négligée. En notant t_1 la durée de la phase positive et P la pression de crête, l'onde de détonation admet l'expression suivante :

$$\text{Eq 33.} \quad p(t) = P \left(1 - \frac{t}{t_1} \right)$$

Nous considérons ainsi que le signal de surpression est conforme au schéma suivant :

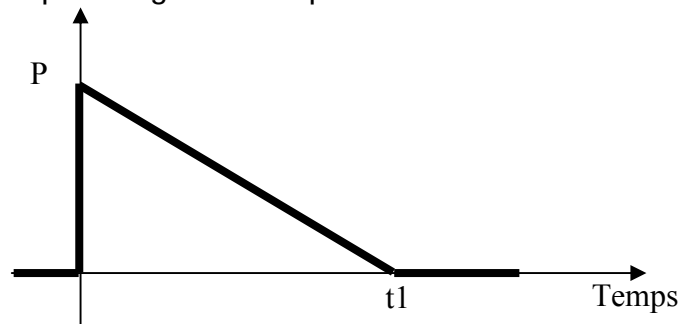


Illustration 4 - Onde de surpression engendrée par une détonation

La fonction $f(t)$ a naturellement la même forme.

Réponse de la poutre sous sollicitation quasi-statique :

Lorsque l'onde de surpression est suffisamment lente pour que les effets d'inertie ne se manifestent pas, la fonction $y(t)$ prend la forme simple :

$$\text{Eq 34.} \quad y_{\text{statique}}(t) = \frac{f(t)}{\omega^2} = \frac{T^2 p(t)}{\pi^3 \rho S}$$

On obtient donc le maximum suivant :

$$\text{Eq 35.} \quad y_{\text{stat}} = \frac{T^2 P}{\pi^3 \rho S}$$

Nous allons étudier à présent la réponse dynamique de la poutre apparaissant lorsque le signal est suffisamment rapide.

Réponse dynamique de la poutre pendant la durée de l'onde de pression :

Pendant la durée de l'onde de pression, soit pour $t \leq t_1$, la fonction du temps $y(t)$ solution de l'équation différentielle 21 est de la forme :

$$\text{Eq 36.} \quad y_{\text{dyna}}(t) = \underbrace{a \cos(\omega t) + b \sin(\omega t)}_{\text{solution générale de l'équation homogène}} + \underbrace{\frac{4P}{\pi \rho S \omega^2} \left(1 - \frac{t}{t_1}\right)}_{\text{solution particulière}}$$

La condition initiale de poutre en équilibre statique ($y(0) = \dot{y}(0) = 0$) entraîne $a = -\frac{4P}{\pi \rho S \omega^2}$ et $b = \frac{4P}{\pi \rho S \omega^2} \frac{1}{t_1 \omega}$. En tenant compte de la relation $\omega = \frac{2\pi}{T}$ (T est la période propre de la poutre), en introduisant l'expression du maximum obtenu en statique (équation 35) et en notant τ le rapport t_1/T , on obtient :

$$\text{Eq 37.} \quad y_{\text{dyna}}(t) = y_{\text{stat}} \times g(t) \quad \text{avec} \quad g(t) = -\cos \frac{2\pi t}{T} + \frac{1}{2\pi \tau} \sin \frac{2\pi t}{T} + 1 - \frac{t}{\tau T}$$

Cherchons à présent, selon la valeur de τ , les valeurs maximale et minimale que prend la fonction $g(t)$ pour $t \leq t_1$.

La dérivée de $g(t)$ s'écrit : $\dot{g}(t) = \frac{2\pi}{T} \sin \frac{2\pi t}{T} + \frac{1}{\tau T} \left(\cos \frac{2\pi t}{T} - 1 \right)$

$$\begin{aligned}
 \text{Elle s'annule quand : } 2\pi\tau \sin \frac{2\pi t}{T} + \cos \frac{2\pi t}{T} = 1 &\Leftrightarrow \begin{cases} 2\pi\tau \sin \frac{2\pi t}{T} + \cos \frac{2\pi t}{T} = 1 \\ \left(2\pi\tau \sin \frac{2\pi t}{T} + \cos \frac{2\pi t}{T} \right)^2 = 1 \end{cases} \\
 &\Leftrightarrow \begin{cases} 2\pi\tau \sin \frac{2\pi t}{T} + \cos \frac{2\pi t}{T} = 1 \\ \sin \frac{2\pi t}{T} = 0 \text{ ou } ((2\pi\tau)^2 - 1) \sin \frac{2\pi t}{T} + 4\pi\tau \cos \frac{2\pi t}{T} = 0 \end{cases} \Leftrightarrow \frac{2\pi t}{T} = 2n\pi \text{ ou } \begin{cases} \sin \frac{2\pi t}{T} = \frac{4\pi\tau}{1 + (2\pi\tau)^2} \\ \cos \frac{2\pi t}{T} = \frac{1 - (2\pi\tau)^2}{1 + (2\pi\tau)^2} \end{cases} \text{ Soit} \\
 \text{finalement : } \frac{t}{T} = n \text{ ou } \begin{cases} \frac{t}{T} = \frac{1}{2\pi} \arctan \frac{4\pi\tau}{1 - (2\pi\tau)^2} + n \text{ si } 2\pi\tau < 1 \\ \frac{t}{T} = \frac{1}{4} + n \text{ si } 2\pi\tau = 1 \\ \frac{t}{T} = \frac{1}{2\pi} \arctan \frac{4\pi\tau}{1 - (2\pi\tau)^2} + \frac{1}{2} + n \text{ si } 2\pi\tau > 1 \end{cases}
 \end{aligned}$$

L'étude de ces conditions et des variations de g sur l'intervalle $0 \leq \frac{t}{T} \leq \tau$ conduit au

$$\begin{aligned}
 \text{résultat : } g_{\max} &= \begin{cases} g(t_1) \text{ si } \tau \leq 0,371 \text{ (solution approchée de } \frac{1}{2\pi} \arctan \frac{4\pi\tau}{1 - (2\pi\tau)^2} + \frac{1}{2} = \tau) \\ 2 - \frac{1}{2\pi\tau} \arctan \frac{4\pi\tau}{1 - (2\pi\tau)^2} - \frac{1}{2\tau} \text{ sinon} \end{cases} \\
 \text{et } g_{\min} &= \min \left(g(t_1); -\frac{\text{int}(\tau)}{\tau} \right).
 \end{aligned}$$

Réponse de la poutre après passage de l'onde de pression :

A l'instant $t = t_1$, la vibration de la poutre est définie par $y(t_1)$ et $\dot{y}(t_1)$ qui constituent les conditions initiales de la phase ultérieure pendant laquelle le mouvement de la poutre est régi par l'équation des vibrations libres : $\ddot{y}(t) + \omega^2 y(t) = 0$. La réponse pour $t \geq t_1$ est alors donnée par :

$$\text{Eq 38. } y_{\text{dyna}}(t) = y(t_1) \cos \left(\frac{2\pi}{T} (t - t_1) \right) + \frac{\dot{y}(t_1) T}{2\pi} \sin \left(\frac{2\pi}{T} (t - t_1) \right)$$

La valeur maximale (et minimale en valeur absolue) de $y(t)$ pendant la phase de vibration libre est alors :

$$\text{Eq 39. } y_{\text{dyna}} = \sqrt{[y(t_1)]^2 + \left[\frac{\dot{y}(t_1) T}{2\pi} \right]^2}$$

Ainsi, en remplaçant $y(t_1)$ et $\dot{y}(t_1)$ par leurs valeurs respectives, on obtient :

$$\text{Eq 40. } y_{\text{dyna}} = y_{\text{stat}} \times \frac{1}{2\pi\tau} \sqrt{(2\pi\tau)^2 + 2 - 4\pi\tau \sin(2\pi\tau) - 2\cos(2\pi\tau)}$$

Détermination du coefficient d'amplification dynamique :

On peut à présent écrire l'expression du coefficient d'amplification dynamique D en fonction du rapport $\tau = t_1/T$. Là encore, nous présentons deux coefficients qui expriment les rapports en valeurs absolues des déplacements dynamiques aux déplacements statiques respectivement en surpression D^+ et en dépression D^- .

Pendant le passage de l'onde :

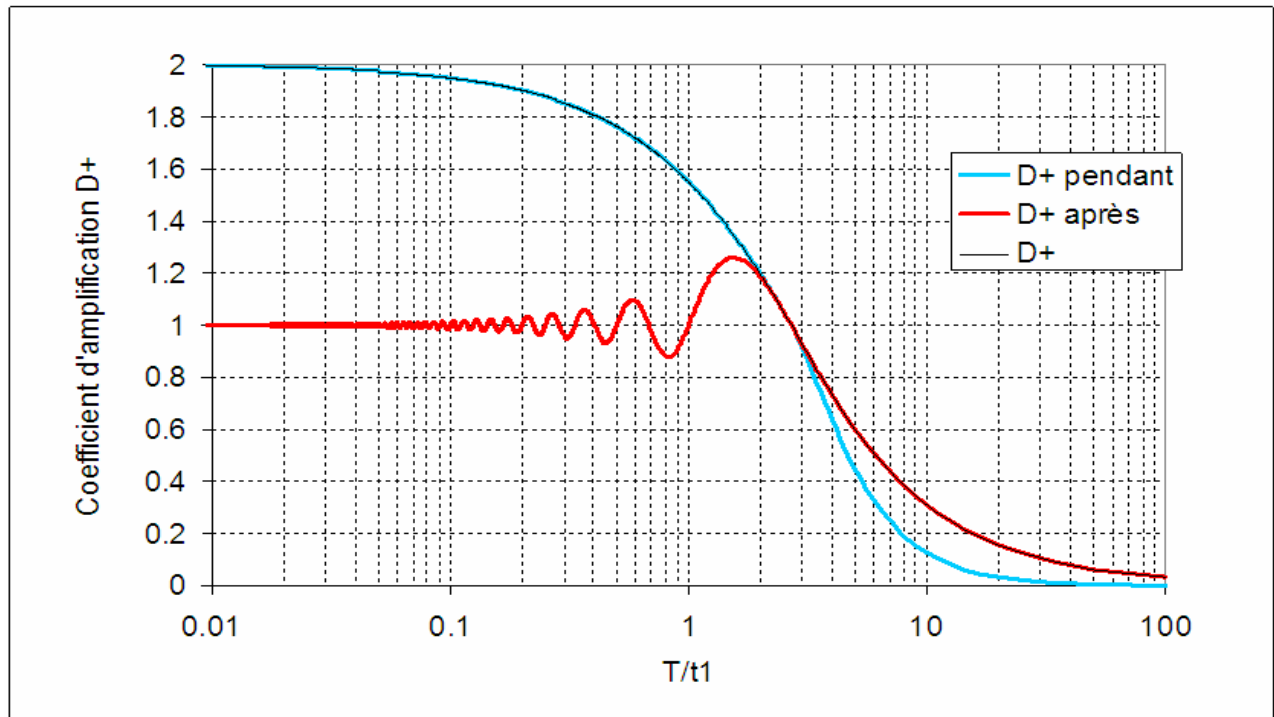
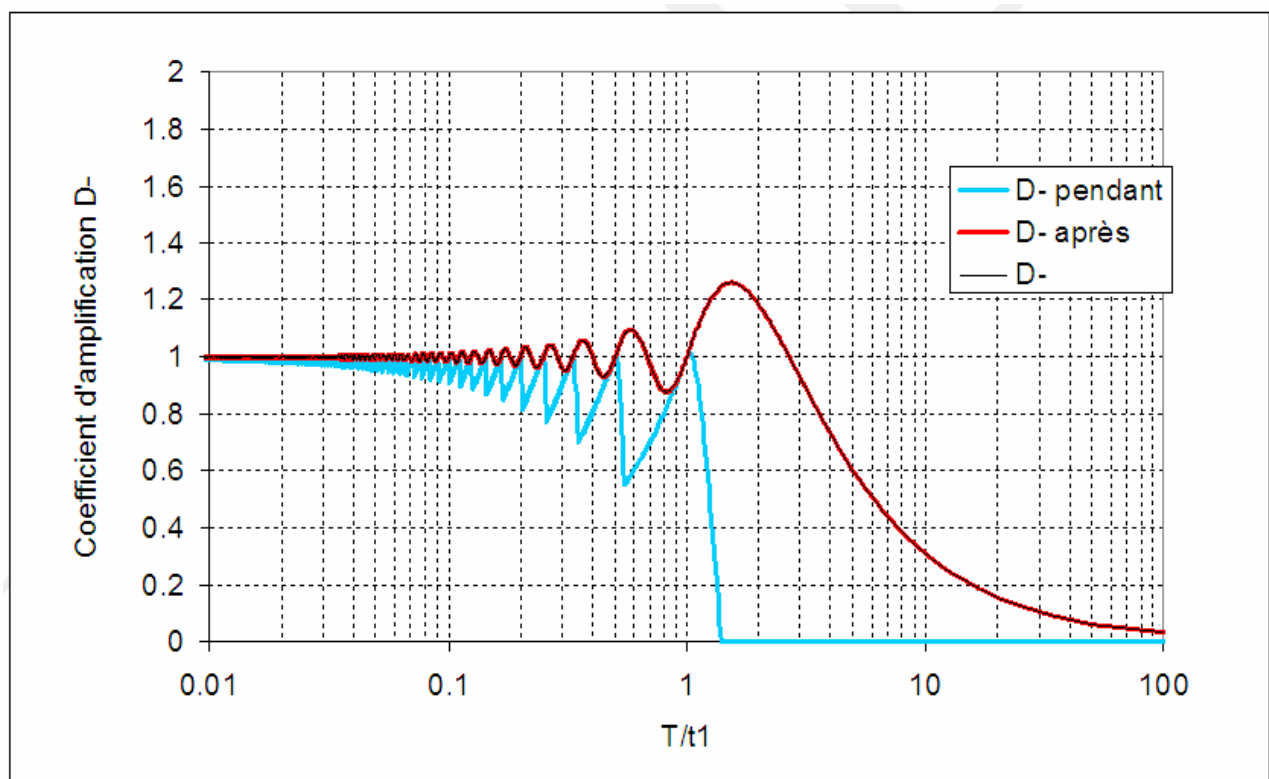
$$\text{Eq 41.} \quad D^+ = \begin{cases} -\cos(2\pi\tau) + \frac{1}{2\pi\tau} \sin(2\pi\tau) & \text{si } \tau \leq 0,371 \\ 2 - \frac{1}{2\pi\tau} \arctan \frac{4\pi\tau}{1 - (2\pi\tau)^2} - \frac{1}{2\tau} & \text{sinon} \end{cases}$$

$$\text{Eq 42.} \quad D^- = -\min\left(-\cos(2\pi\tau) + \frac{1}{2\pi\tau} \sin(2\pi\tau); -\frac{\text{int}(\tau)}{\tau}\right)$$

Après le passage de l'onde :

$$\text{Eq 43.} \quad D^+ = D^- = \frac{1}{2\pi\tau} \sqrt{(2\pi\tau)^2 + 2 - 4\pi\tau \sin(2\pi\tau) - 2\cos(2\pi\tau)}$$

On obtient ainsi les graphes de la page suivante présentés dans des repères semi-logarithmiques pour être exploitables sur une large gamme du rapport T/t_1 .

*Illustration 5 - Spectre de détonation en surpression**Illustration 6 - Spectre de détonation en dépression*

11. Commentaires

Le premier constat est, qu'à pression de crête identique, **une déflagration peut avoir un effet plus sévère sur une structure qu'une détonation**. En effet, le coefficient d'amplification maximal est de l'ordre de 3,25 pour une déflagration contre seulement 2 pour une détonation.

On constate que lorsque le rapport T/t_1 est supérieur à 2, l'amplification maximale est toujours atteinte pendant la phase de vibrations libres. Il faudra donc toujours intégrer cette phase dans les études de dimensionnement.

Dans le cas d'une déflagration, l'amplification en dépression est quasiment identique à celle en surpression. Il conviendra de tenir compte de cela pour dimensionner notamment les planchers dans leur fonctionnement « tirant-buton ».

Un constat d'ordre plus général, s'appuyant sur l'ensemble des développements de cette annexe, est que l'étude d'une structure soumise à une explosion peut être effectuée comme une étude au séisme par la méthode modale spectrale usuelle, moyennant tout de même les précautions suivantes :

- L'épure de la structure contenant l'ensemble des masses significatives doit être complétée de l'enveloppe du bâtiment dans sa quasi-totalité. En effet, pour les éléments d'enveloppe, deux facteurs sont de même importance : leur masse et leur surface au vent.
- Les faces de l'enveloppe de la structure parallèles à la direction de propagation de l'onde de surpression doivent être décomposées en éléments de taille cohérente avec la longueur d'onde du signal pour que la variété des effets de celui-ci soit correctement appréhendée (l'hypothèse d'une pression uniforme sur la poutre adoptée ici ne vaut que si la poutre est disposée perpendiculairement à la direction de propagation ou si sa longueur est petite devant la longueur d'onde du signal). Cette disposition pourra conduire dans certains cas à un maillage de la structure particulièrement fin (la longueur d'onde d'une détonation de durée de phase positive 1 ms est de 34 cm !).
- Le coefficient de comportement utilisé dans les calculs sismiques pour tenir compte de la plasticité des structures n'est plus permis dans le cas des explosions car la structure subit des efforts et non plus des déplacements imposés.
- Les modes propres retenus pour le calcul devront être correctement choisis car des modes usuellement négligés pour des études sismiques pourront devenir prépondérants dans le cas d'une explosion. En effet, l'onde de surpression enveloppant la structure, les modes fondamentaux au séisme, de vibration d'ensemble, deviendront de moindre importance que les modes de respiration. Ceci est pris en compte dans le dimensionnement par la prise en compte forfaitaire d'une capacité résistante à la traction des planchers (cf. § 4.3.1. du présent document).
- Les spectres présentés dans cette annexe devront être utilisés avec précaution car ce ne sont pas des spectres absolus donnant directement des accélérations ou des déplacements mais des spectres relatifs indiquant l'amplification maximale du déplacement vis-à-vis de ce qu'il serait sous sollicitation quasi-statique. Une donnée essentielle au dimensionnement d'une structure est donc le type d'explosion vis-à-vis

duquel on souhaite garantir la tenue de l'ouvrage et, connaissant alors la forme du signal et la durée de phase positive t_1 , on peut alors construire un spectre de déplacement classique cette fois, uniquement fonction de la période. Ce spectre indiquerait le déplacement maximal d'un oscillateur de masse unitaire soumis à une onde de pression de crête unitaire également, ses valeurs devront donc être corrigées en conséquence pour être appliquées à une masse modale et une pression de crête quelconques.

Annexe B : Dimensionnement des vitrages

B.1 Exigence

La contrainte au centre d'un vitrage ne doit pas dépasser les valeurs données dans le tableau B.2. Cette contrainte est maîtrisée au travers du calcul de l'épaisseur minimale à adopter (équation B3), elle-même déterminée à l'aide du coefficient β donné dans le tableau B.1

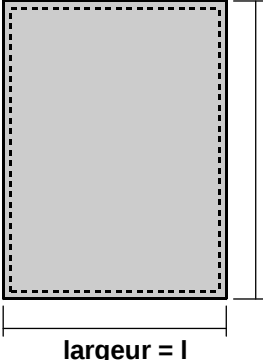
	L/l	β
	1,0	0,2668
	1,1	0,3138
	1,2	0,3583
	1,3	0,3999
	1,4	0,4382
	1,5	0,4732
	1,6	0,5048
	1,7	0,5587
	1,8	0,5587
	1,9	0,5815
	2,0	0,6017
	2,5	0,6728
	3,0	0,7105
	4,0	0,7400
	5,0	0,7476

Tableau B.1 – Valeurs de β pour les différentes configurations du rapport (L/l) pour vitrage en appui sur ses quatre côtés

Type de verre	Valeur de la contrainte caractéristique (MPa)
Trempé	50
Durci	35
Recuit	20
Émaillé trempé	35
Émaillé trempé	20

Tableau B.2 - Valeurs des contraintes caractéristiques pour les différents types de verre

B.2 Méthode de calcul

B.2.1 Cas des vitrages simples monolithiques

L'épaisseur minimale d'un vitrage est obtenue par application de la relation :

$$e_{\min} = \sqrt{\beta \cdot q_u \cdot \frac{l^2}{\sigma}} \quad (\text{B.3})$$

Où :

σ est la contrainte caractéristique donnée dans le tableau B.2

β est un coefficient sans dimension dépendant du rapport du plus grand côté « L » sur le plus petit « l » du vitrage, ce coefficient est donné dans le tableau B.1

q_u est la pression appliquée.

B.2.2 Cas des vitrages simples feuilletés

L'épaisseur équivalente minimale du vitrage est déterminée par application des relations suivantes :

$$e_{eq} = \sqrt[3]{e_1^3 + e_2^3 + 0,2(e_1 + e_2)^3} \quad (\text{B.6})$$

et $e_{eq} \geq e_{\min}$

On doit vérifier les contraintes dans chacun des deux composants :

$$\sigma_1 = \beta q_u l^2 \frac{e_1}{e_{eq}^3} \left(1 + \frac{(e_1 + e_2)^2}{15e_1^2} \right)$$
$$\sigma_2 = \beta q_u l^2 \frac{e_2}{e_{eq}^3} \left(1 + \frac{(e_1 + e_2)^2}{15e_2^2} \right) \quad (\text{B.7})$$

σ_1 est σ_2 devant être inférieures aux contraintes caractéristiques données dans le tableau B.2

β est donné dans le tableau B.1

q_u est la pression appliquée.

B.2.3 Cas des vitrages isolants, à composants monolithiques ou feuilletés

Lorsque les compositions des vitrages ne sont pas prédéfinies, **la première étape** consiste en un pré-dimensionnement de l'épaisseur totale du vitrage et des épaisseurs individuelles de ces composants. Les formules simplifiées ci-après peuvent être utilisées :

$$\begin{aligned} e_{T \min} &= 1,5 \sqrt{\frac{L \cdot l \cdot q_u}{72}} \\ \text{Pour } L/l &\leq 3 \quad \text{et} \quad (B.8) \\ e_T &= e_1 + e_2 \geq e_{T \min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pour } L/l &> 3 \\ e_{T \min} &= \frac{1,5 \cdot l}{4,9} \sqrt{q_u} \quad (B.9) \end{aligned}$$

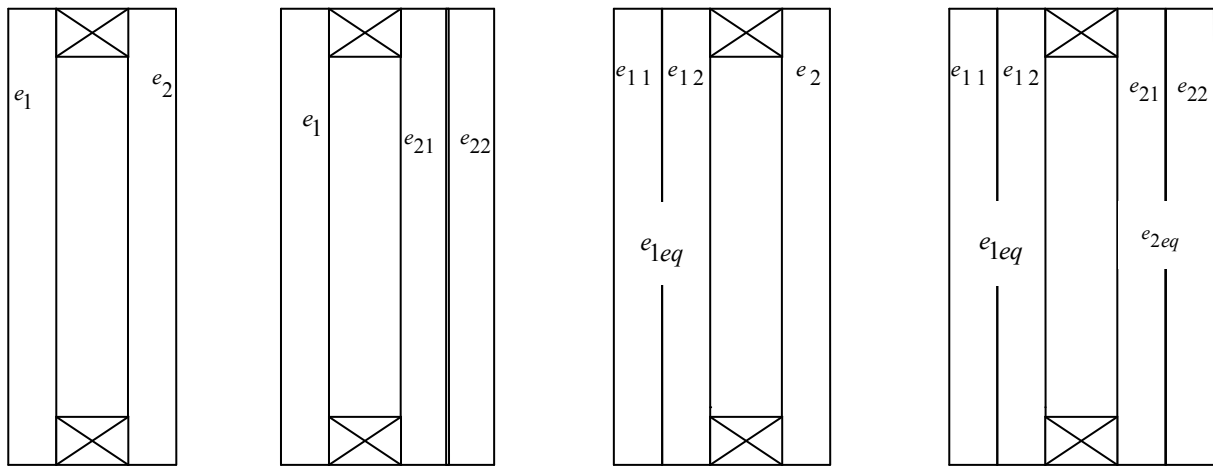


Figure B.1 Convention de repérage des composants verriers

La deuxième étape consiste à calculer les contraintes dans les deux composants du vitrage isolant :

Vitrage	Extérieur	Intérieure
Monolithique	$\sigma_1 = \frac{\beta \cdot q_{1u} \cdot l^2}{e_1^2}$	$\sigma_2 = \frac{\beta \cdot q_{2u} \cdot l^2}{e_2^2}$
Feuilleté	$\sigma_{11} = \beta q_{1u} l^2 \frac{e_{11}}{e_{1eq}^3} \left(1 + \frac{(e_{11} + e_{12})^2}{15e_{11}^2} \right)$ $\sigma_{12} = \beta q_{1u} l^2 \frac{e_{12}}{e_{1eq}^3} \left(1 + \frac{(e_{11} + e_{12})^2}{15e_{12}^2} \right)$	$\sigma_{21} = \beta q_{2u} l^2 \frac{e_{21}}{e_{2eq}^3} \left(1 + \frac{(e_{21} + e_{22})^2}{15e_{21}^2} \right)$ $\sigma_{22} = \beta q_{2u} l^2 \frac{e_{22}}{e_{2eq}^3} \left(1 + \frac{(e_{21} + e_{22})^2}{15e_{22}^2} \right)$
Les charges q_{1u} et q_{2u} sont données ci-dessous :		
Combinaison	Charge sur vitrage extérieur	Charge sur vitrage intérieur
Pression	$q_{1u} = q_u \cdot \left(1 - \frac{\delta \cdot \varepsilon \cdot \gamma \cdot \varphi}{2} \right)$	$q_{2u} = q_u \cdot \frac{\delta \cdot \varepsilon \cdot \gamma \cdot \varphi}{2}$

Tableau B.3 - Calcul des contraintes dans chacun des deux composants du vitrage isolant.

Dans le tableau précédent, les coefficients δ , ε , γ et φ permettant de calculer la variation de la pression dans la lame d'air, sont fonction de l'épaisseur des verres, de l'épaisseur de la lame d'air, du rapport L/l et de la rigidité du verre extérieur. Ces coefficients sont donnés dans les tableaux ci-après :

Verre Extérieur	Verre intérieur									
	4	5	6	44.2	55.2	8	66.2	10	12	88.2
4	1	1,323	1,543	1,608	1,773	1,778	1,859	1,880	1,929	1,937
5	0,677	1	1,267	1,354	1,599	1,608	1,743	1,778	1,865	1,880
6	0,457	0,733	1	1,097	1,396	1,407	1,593	1,645	1,778	1,801
44.2	0,392	0,646	0,903	1	1,311	1,323	1,527	1,585	1,737	1,764
55.2	0,227	0,401	0,604	0,689	1	1,013	1,259	1,335	1,552	1,594
8	0,222	0,392	0,593	0,677	0,987	1	1,246	1,323	1,543	1,585
66.2	0,141	0,257	0,407	0,473	0,741	0,754	1	1,083	1,342	1,396
10	0,120	0,222	0,355	0,415	0,665	0,677	0,917	1	1,267	1,324
12	0,071	0,135	0,222	0,263	0,448	0,457	0,658	0,733	1	1,062
88.2	0,063	0,120	0,199	0,236	0,406	0,415	0,604	0,676	0,938	1

Tableau B.4 – Coefficient δ , influence de l'épaisseur des verres

Rapport L/l									
l	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3	>3
0,6	0,822	0,864	0,890	0,906	0,916	0,922	0,934	0,940	1
0,7	0,898	0,942	0,940	0,948	0,954	0,958	0,964	0,968	1
0,8	0,938	0,956	0,964	0,970	0,974	0,976	0,980	0,982	1
0,9	0,962	0,972	0,978	0,982	0,984	0,986	0,988	0,988	1
1	0,976	0,982	0,986	0,988	0,990	0,990	0,992	0,994	1
1,3	0,984	0,988	0,990	0,994	0,996	0,996	0,996	0,998	1
1,4	0,994	0,996	0,998	0,998	0,998	0,998	0,998	1	1
$\geq 1,6$	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau B.5 – Coefficient ε , influence du rapport

Epaisseur de la lame d'air										
l	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24
0,6	1	0,944	0,893	0,847	0,808	0,769	0,735	0,705	0,676	0,650
0,7	1	0,966	0,935	0,906	0,877	0,853	0,828	0,806	0,784	0,764
0,8	1	0,981	0,962	0,942	0,923	0,906	0,889	0,874	0,859	0,844
0,9	1	0,987	0,975	0,962	0,950	0,937	0,927	0,915	0,904	0,894
1	1	0,990	0,981	0,973	0,965	0,957	0,951	0,943	0,934	0,926
1,2	1	0,996	0,992	0,988	0,984	0,980	0,976	0,972	0,968	0,966
1,4	1	0,998	0,996	0,994	0,992	0,990	0,988	0,986	0,982	0,980
1,6	1	0,999	0,997	0,994	0,990	0,992	0,992	0,990	0,988	0,988
1,8	1	1	1	0,996	0,996	0,995	0,995	0,994	0,994	0,994
2	1	1	1	1	1	0,996	0,996	0,996	0,996	0,994
>2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau B.6 – Coefficient γ , influence de l'épaisseur de la lame d'air

Verre extérieur									
l	≤ 6	44.2	55.2	8	66.2	10	12	88.2	15
0,6	1	1	0,907	0,948	0,812	0,785	0,603	0,580	0,409
0,7	1	1	0,939	0,965	0,875	0,853	0,702	0,676	0,508
0,8	1	1	0,961	0,977	0,916	0,902	0,784	0,761	0,610
0,9	1	1	0,974	0,985	0,943	0,934	0,845	0,829	0,703
1	1	1	0,986	0,992	0,962	0,950	0,889	0,876	0,776
1,2	1	1	0,992	1,006	0,980	0,976	0,943	0,935	0,874
1,4	1	1	0,996	0,998	0,990	0,986	0,968	0,963	0,928
1,6	1	1	1	1	0,995	0,993	0,980	0,978	0,957
1,8	1	1	1	1	0,998	0,997	0,989	0,988	0,972
2	1	1	1	1	1	0,998	0,992	0,990	0,980
>2	1	1	1	1	1	1	1	1	1

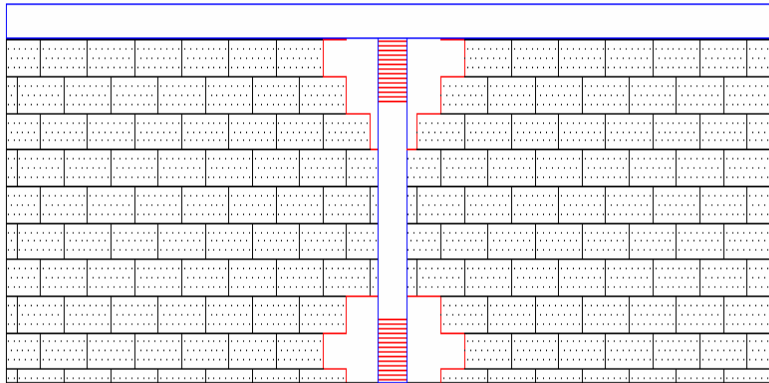
Tableau B.7 – Coefficient φ , influence de la rigidité du verre extérieur

Annexe C : Techniques de renforcement du bâti existant.

Fiche Technique de renforcement

Référence : cc1

Renforcement des poteaux
par fibres de carbone
ou plats métalliques collés



Domaine de renforcement : **local**

Types de bâtiments concernés : **bâtiments à portiques**

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Confinement

Augmentation de la résistance en compression et en flexion (en travée).

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de surcharge Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Coût Qualités techniques à confirmer

Commentaires :

Technique utilisée en génie civil pour le renforcement des ponts. Technique récente dont les applications dans le bâtiment sont à développer. Ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaque, lamelles.

Objectifs :

Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.

Garantir la localisation des rotules plastiques. On dispose alors des fibres dans les deux directions, pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de surdimensionner le poteau. Cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.

Précautions et limites d'utilisation :

Propriétés à vérifier.

Durabilité à l'étude.

Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure.

Mise en œuvre pratique :*Poteau sans remplissage*

Préparation du support :

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions :

Enduire le poteau et poser le revêtement.

Poteau avec remplissage

Préparation du support :

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Détruire le remplissage à l'interface avec le poteau au niveau de la zone à renforcer pour laisser passer les fibres. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise en œuvre des fibres :

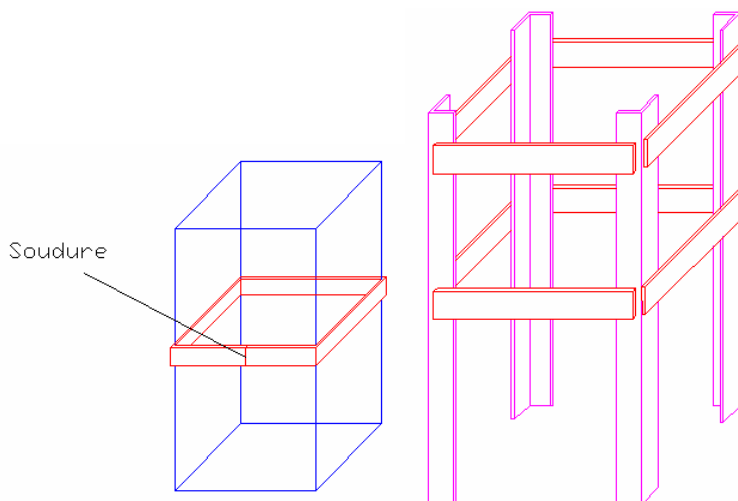
Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. La pose est plus difficile car il faut une personne de chaque côté de la cloison et faire passer les fibres dans l'ouverture et ceinturer le poteau dans la zone à renforcer. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions :

Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs ou à l'inverse de poteaux courts. Enduire le poteau et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

Variante :

Utilisation de lamelles métalliques :



On peut remplacer les fibres par des lamelles métalliques (plats) collés sur le poteau de façon à former des anneaux encerclant le poteau dans les zones faibles. La mise en œuvre est identique. Par contre il faut donner la forme de la section du poteau au plat avant la pose et veiller à ce qu'il n'y ait pas de jeu pour que le collage soit efficace.

Dans le cas où on souhaite aussi améliorer la résistance en flexion, on peut coller des cornières dans les angles du poteau, encerclées par des anneaux en plat métalliques visant à éviter leur flambement. Le renforcement fonctionne comme un ferrailage (longitudinal et transversal). Il convient de vérifier les propriétés d'adhérence de la colle pour assurer une bonne cohésion et la transmission des efforts. Du fait de leur position à l'extérieur du poteau et de la section d'acier mise en œuvre, le gain en résistance peut être très élevé. Vérifier absolument que le reste de la structure peut le supporter. Un dispositif de serrage des anneaux doit être mis en place pour les maintenir et les fermer.

On cherchera aussi à alterner la face du poteau sur laquelle est présente le raccord pour ne pas introduire de dissymétries.

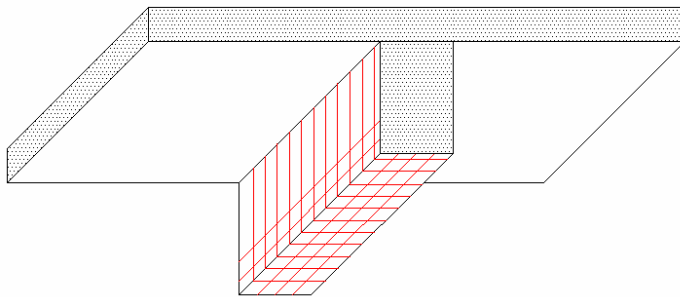
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique récente. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Fiche Technique de renforcement

Référence : cc2

Renforcement par fibres
des poutres



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Augmentation de la résistance en flexion et au cisaillement

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de surcharge Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Coût Qualités techniques à confirmer Redistribution des efforts dans certains cas

Commentaires :

Technique utilisée en génie civil pour le renforcement des ponts. Technique récente dont les applications dans le bâtiment sont à développer. Ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaque, lamelles.

Objectifs :

Il y a trois objectifs qu'on peut atteindre avec ce type de renforcement.

Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à orienter les fibres dans le sens transversal de sorte que la résistance longitudinale du renforcement soit négligeable. L'emploi de fibres sous forme de tissu est à faire avec beaucoup de précautions, car les fibres sont orientées dans les deux sens.

Rendre non fragile. On cherche à augmenter la résistance en flexion et au cisaillement. Les fibres sont utilisées comme des armatures supplémentaires. Elles sont orientées dans le sens longitudinal pour reprendre la flexion et dans le sens transversal pour reprendre le cisaillement.

Amélioration de la résistance locale. Idem ci-dessus ; recalculer la structure complète, car il y a une redistribution des efforts.

Précautions et limites d'utilisation :

Propriétés à vérifier.

Durabilité à l'étude.

Tenir compte d'une redistribution des efforts dû au renforcement local d'un élément de la structure.

Mise en œuvre pratique :

Portiques sans remplissage

Préparation du support :

Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément, puis positionner les fibres en les tendant dans les deux sens pour améliorer l'adhérence. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

Finitions :

Enduire la poutre et poser le revêtement.

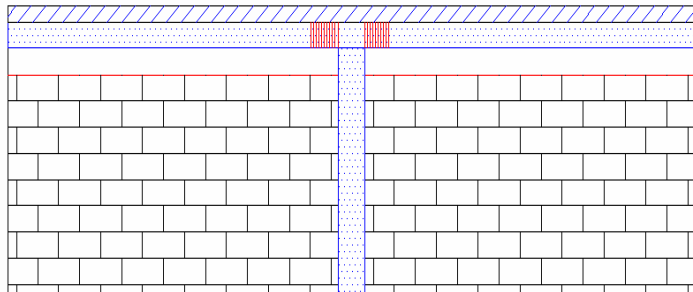
Portiques avec remplissage

Préparation du support :

Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître le béton brut. Détruire le remplissage à l'interface avec la poutre au niveau de la zone à renforcer pour laisser passer les fibres (dernière rangée de blocs de béton par exemple). Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.

Mise en œuvre des fibres :

Encoller l'élément dans les zones critiques, puis positionner les fibres en les tendant pour améliorer l'adhérence. La pose est plus difficile car il faut une personne de chaque côté de la cloison et faire passer les fibres dans l'ouverture et ceinturer la poutre dans la zone à renforcer. Passer le rouleau pour éliminer les bulles. Laisser sécher.

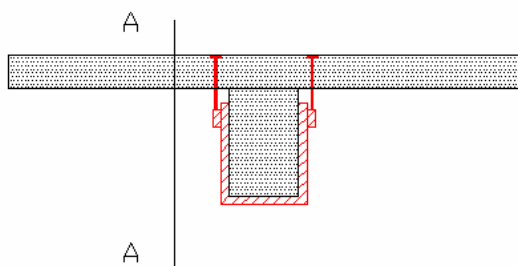
**Finitions :**

Boucher les ouvertures dans le remplissage avec le même matériau pour éviter la formation de points durs. Enduire la poutre et la partie du remplissage qui a été réparée et poser le revêtement.

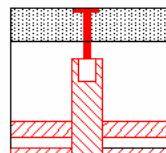
Variante :**Utilisation de lamelles métalliques :**

On peut remplacer les fibres par des lamelles métalliques (plats) collés sur la poutre. La mise en œuvre est très semblable, mais il faut prévoir des trous dans la dalle au droit des lamelles transversales afin de les fixer à la face supérieure de la dalle à l'aide de tiges filetées. Les lamelles transversales sont en forme de U et fonctionnent comme des cadres d'armatures. On peut aussi utiliser des lamelles longitudinales si besoin. Du fait du poids des lamelles métallique il faut généralement prévoir un dispositif de maintien en pression des lamelles (étais).

Coupe sans fibres
longitudinales



AA avec armatures
longitudinales

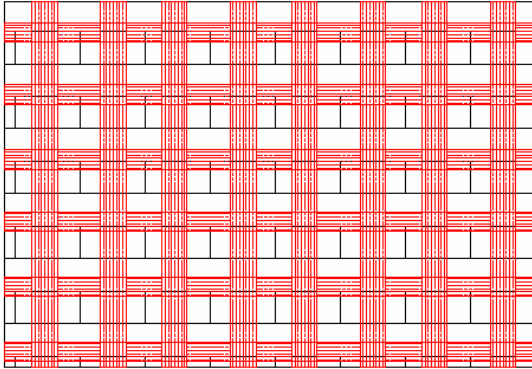
**Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :**

Technique récente. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Fiche Technique de renforcement

Référence : cc3

Renforcement par fibres
des murs



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Augmentation de la résistance en cisaillement et en flexion

Avantages	Inconvénients
Travaux légers Renforcement local Pas de surcharge Diversité des matériaux et de la mise en œuvre Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Coût Qualités techniques à confirmer Nécessite la dépose du revêtement mural

Commentaires :

Technique utilisée en génie civil pour le renforcement des ponts. Technique récente dont les applications dans le bâtiment sont à développer. Ces fibres sont disponibles sous divers formats : tissu, treillis, plaque, lamelles.

Objectifs :

Améliorer la ductilité du mur ou de l'ensemble de la structure en confinant les blocs de maçonnerie. Les fibres empêchent également les armatures de flamber. Si les fibres sont orientées dans les deux directions, elles augmentent la raideur du mur, qui reprend par conséquent plus de charges. Cette surcharge est à prendre en compte dans la vérification de la résistance après renforcement. Rendre le mur non fragile. Les fibres vont reprendre le cisaillement une fois que le mur sera fissuré.

Précautions et limites d'utilisation :

Propriétés à vérifier.

Durabilité à l'étude.

Tenir compte d'une redistribution des efforts dû au renforcement local d'un élément de la structure.

L'ancrage des fibres aux extrémités est un point délicat.

Mise en œuvre pratique :

Application d'un tissu de fibre : On utilise les fibres sous forme de toile, qu'on coupe à la dimension du mur à renforcer.

Application bandes orthogonales : On utilise des bandes de fibres, qu'on colle selon des directions perpendiculaires (horizontales et verticales).

Dans les deux cas la mise en œuvre est identique. L'efficacité de cette technique dépend d'une bonne transmission des efforts du portique au mur le cas échéant.

Préparation du support :

Enlever le revêtement mural et l'isolation pour faire apparaître la maçonnerie. Bien décaper le mur afin d'éliminer les irrégularités de surface. Éliminer les poussières par aspiration.

Application du composite

Encoller le mur et appliquer le composite. Éliminer les bulles.

Finitions

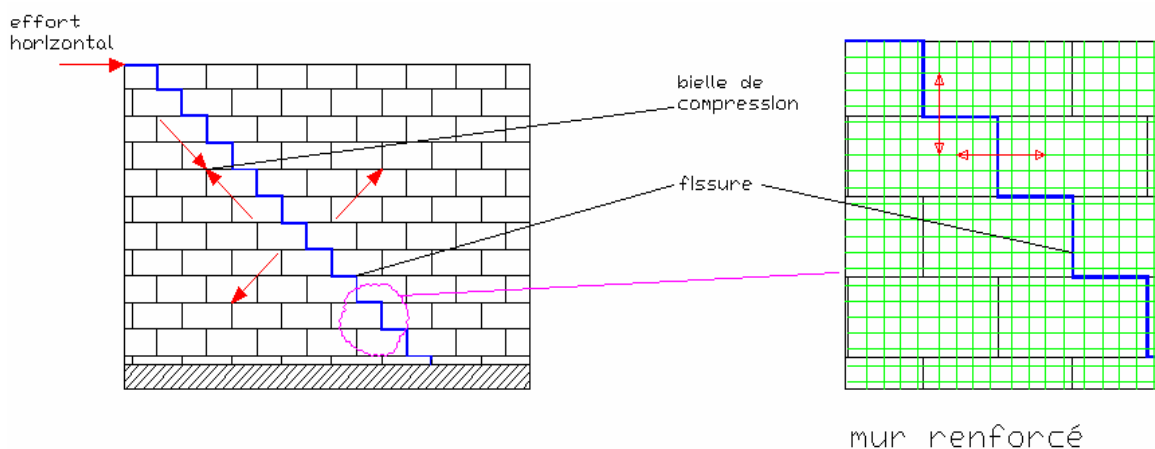
Une fois la prise effectuée, on peut enduire et oser le nouveau revêtement.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique récente. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Principe de fonctionnement :

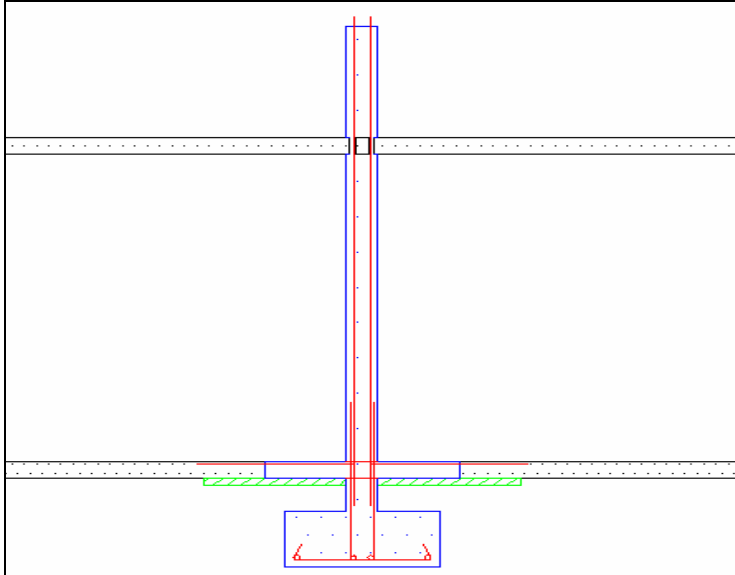
Les fibres réalisent la couture de la fissure (qui doit se développer pour mettre en tension les fibres). Elles reprennent alors les contraintes selon leur direction, empêchant la fissure de se propager.



Fiche Technique de renforcement

Référence : cont

Ajout de murs de contreventement
Voiles béton



Domaine de renforcement : contreventement

Types de bâtiments concernés : Tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

Reprise des efforts horizontaux
Raideur d'ensemble du bâtiment
Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
Contribue à réduire la torsion Meilleure répartition des efforts	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Report des charges sur des zones faibles Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment

Commentaires :

Technique bien connue, courante. Présente néanmoins des effets secondaires importants. Les conséquences sur les fondations doivent absolument être prises en compte.

Objectifs :

Réduire l'irrégularité des bâtiments. En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas de surpression. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.

Augmenter la résistance globale du bâtiment. En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordre ; Néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la capacité des fondations

Vérifier la régularité en plan et en élévation

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles de compression dans la maçonnerie)

Soigner les liaisons avec la structure existante : angles, portique, chaînages

Dans le cas de la réalisation de nouvelles fondations, étudier le tassement différentiel par rapport aux fondations existantes.

Les fondations doivent être accessibles depuis le niveau le plus bas, après avoir découpé le dallage, ou depuis le vide sanitaire ou la cave. Nous traiterons le cas d'un accès depuis le premier plancher.

Mise en œuvre pratique :***Cas d'un mur isolé***

Cette étape doit absolument être précédée d'une étude poussée (capacité des fondations, faisabilité, redistribution des efforts).

Fondations

Si les fondations existantes sont insuffisantes :

On doit réaliser de nouvelles fondations propres au contreventement.

Si des fondations superficielles sont possibles : Découper le dallage à l'endroit des fondations. Rainurer la dalle perpendiculairement à la semelle afin de pouvoir insérer des armatures de liaison entre la dalle et les fondations. Creuser la semelle. Coffrer l'interface dalle/fondation. Couler le béton de propreté. Mettre en place le ferrailage de la semelle et les attentes. Couler le béton jusqu'au niveau du dallage. Sceller les armatures de liaison dans la dalle.

Cas des fondations plus profondes : Découper le dallage à l'endroit des fondations. Rainurer la dalle perpendiculairement à la semelle afin de pouvoir insérer des armatures de liaison entre la dalle et les fondations. Creuser une longrine sous l'emplacement du mur de contreventement, ou la coffrer. Forer des micropieux et les couler. Un fois leur capacité portante suffisante, les recéper et mettre en place le ferrailage de la longrine, les attentes et les armatures de liaison. Couler le béton de la longrine. Coffrer le départ du mur jusqu'à l'interface avec le dallage et couler cette interface. Sceller les armatures de liaison avec la dalle.

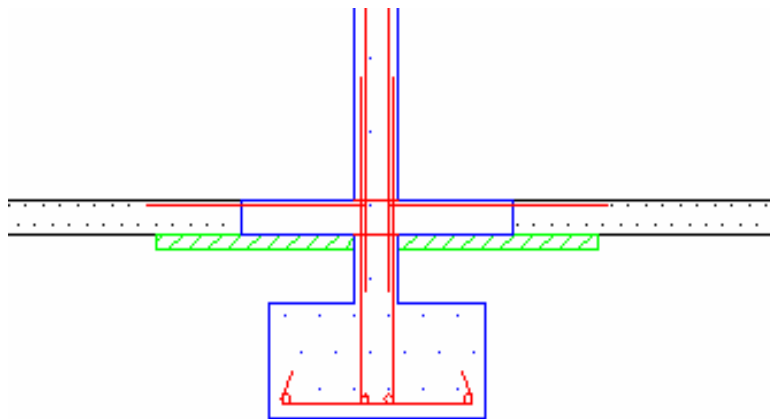
Si les fondations existantes peuvent reprendre la surcharge :

On va réaliser une poutre (ou une longrine) sous le mur pour transférer les efforts aux fondations existantes.

Découper le dallage. Creuser éventuellement une tranchée sous le futur mur au niveau des fondations. Percer les fondations à l'emplacement des armatures de liaison. Sceller ces armatures dans les fondations. Coffrer la poutre. Mettre en place le ferrailage et les attentes du voile. Couler le

béton jusqu'au niveau supérieur de la poutre. Coffrer la liaison avec le dallage. Couler la liaison et sceller les armatures de liaison voile/dalle. On peut aussi envisager de couler la longrine au dessus du dallage si c'est admissible architecturalement et que le dallage résiste à la surcharge en cours de travaux. Il s'agit alors en fait d'une poutre voile. La mise en œuvre est plus rapide. Il faut juste lier les extrémités aux semelles par l'intermédiaire de plots. Le dallage n'est percé qu'au droit de ces plots.

Coulage du voile sur un niveau :



Percer le plancher haut du niveau pour laisser passer les armatures de continuité. Découper aussi de petites bandes régulièrement espacées afin de permettre de couler le béton depuis le niveau supérieur et d'assurer ensuite la continuité du voile sur toute la hauteur. Rainurer la dalle pour disposer des armatures de liaison.

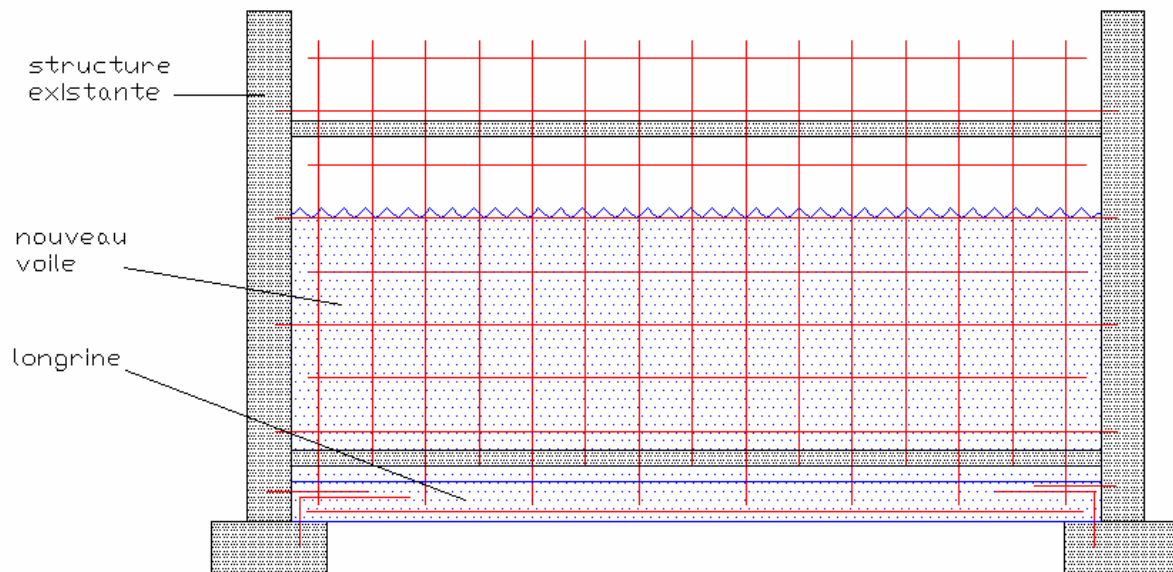
Mettre en place le ferrailage du voile, les armatures de liaison avec la dalle et les attentes pour le niveau supérieur. Coffrer. Couler le béton et le vibrer. Sceller les armatures de liaison dans la dalle. On doit attendre que le béton ait atteint une résistance suffisante pour reprendre le poids propre du voile avant de passer au niveau suivant.

Finitions :

Après retrait du béton, traiter toutes les fissures au mortier pour assurer la liaison entre le contreventement et la structure existante.

Cas d'un mur lié à la structure existante :

En plus des dispositions constructives précédentes, il convient de lier les voiles aux éléments de structure adjacents (poteau, mur). Cette liaison concerne aussi le système de fondation. Il faut alors sceller des barres de liaison régulièrement espacées dans la structure et les lier au ferrailage du nouveau voile pour assurer une transmission des efforts. Notons enfin la nécessité d'assurer une continuité structurale en traitant à la résine époxy ou au mortier gonflant les interfaces entre nouvelle et ancienne structure.

**Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :**

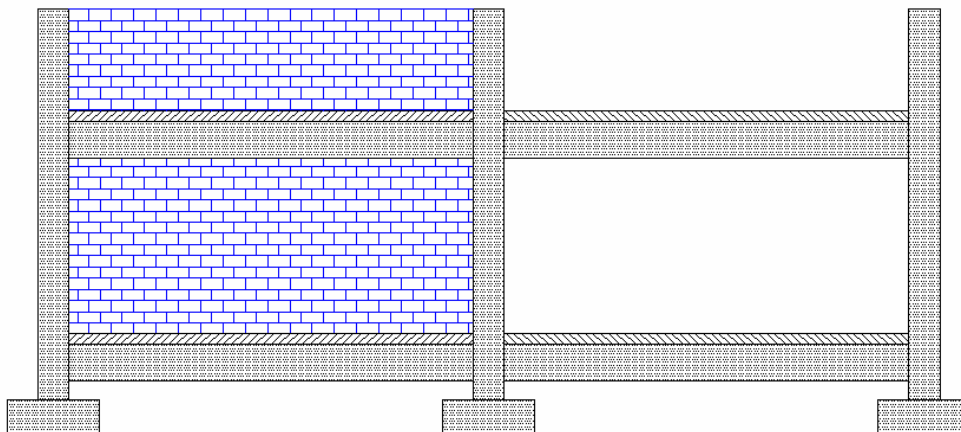
Technique courante, surtout en génie civil. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment en ce qui concerne la position des armatures et la liaison des différentes parties entre elles.

Fiche Technique de renforcement

Référence : remp

Remplissage d'un portique

En maçonnerie ou en béton armé



Domaine de renforcement : contreventement

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

Reprise des efforts horizontaux
Raideur d'ensemble du bâtiment
Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
Contribue à réduire la torsion Meilleure répartition des efforts Technique simple Pas d'immobilisation longue ni lourde	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs ou des façades Risque de report des charges sur des zones faibles Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment

Commentaires :

Technique bien connue, courante. Présente néanmoins des effets secondaires importants. Les conséquences sur les fondations doivent absolument être prises en compte.

Le remplissage par voile en béton armé peut être éventuellement appliqué au bouchage d'ouvertures afin de donner une fonction de contreventement à un mur (façade par exemple). Il est également possible d'utiliser des anneaux de contreventement préfabriqués en béton précontraint.

Objectifs :

Réduire l'irrégularité des bâtiments. En disposant des contreventements à des endroits bien choisis, on peut diminuer considérablement la torsion du bâtiment en cas de surpression. On répartit également mieux les efforts horizontaux à reprendre.

Augmenter la résistance globale du bâtiment. En augmentant le contreventement, on augmente l'effort horizontal qui peut être repris par la structure sans désordre ; Néanmoins cette opération alourdit le bâtiment et il faut vérifier la structure en conséquence. Enfin, les nouveaux contreventements transmettent des efforts à des endroits qui n'étaient pas sollicités, ou moins. En particulier le taux de travail des fondations risque d'augmenter et des efforts perpendiculaires aux façades peuvent apparaître. Ce sont des points à vérifier.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la capacité des fondations

Vérifier la régularité en plan et en élévation

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles de compression dans la maçonnerie)

Soigner les liaisons avec la structure existante : angles, portique, chaînages

Mise en œuvre pratique :

On suppose que le premier plancher est porté par une poutre et que celle-ci est dimensionnée pour pouvoir reprendre les charges dues au poids du contreventement.

La maçonnerie peut être de brique ou de blocs de béton, mais elle ne doit pas comporter d'ouvertures. Elle doit être soit continue sur toute la hauteur, soit réservée aux étages inférieurs. On peut aussi couler un voile en béton.

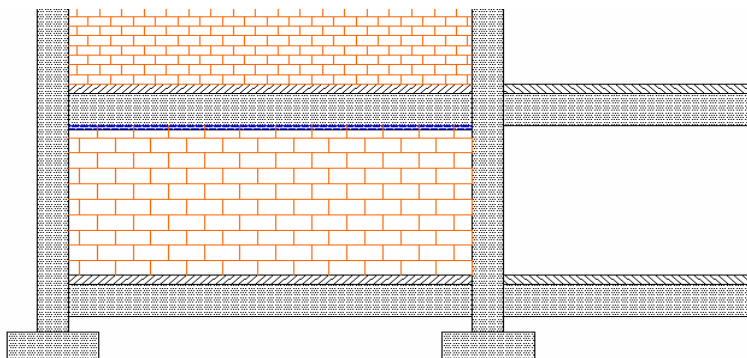
Remplissage en maçonnerie :

Préparation du support

Décaper le plancher et la face inférieure de la poutre pour faire apparaître le béton brut. Afin de garantir une meilleure transmission des efforts, bosseler (boucharder) les surfaces découpées.

Montage de la maçonnerie

Monter la maçonnerie de façon classique et laisser un vide d'environ 3 centimètres à l'interface avec la poutre supérieure. Bourrer l'espace entre la poutre et la maçonnerie avec du mortier fin.



Finitions :

Enduire le mur et poser le revêtement.

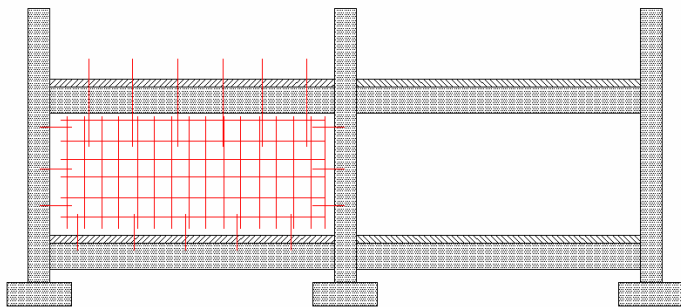
Remplissage par voile en béton armé

Préparation du support

Décaper le plancher et la face inférieure de la poutre pour faire apparaître le béton brut. Afin de garantir une meilleure transmission des efforts, bosseler les surfaces décapées. Percer des trous de scellement sur les poteaux et des trous débouchant dans les poutres afin de garantir la continuité du ferrailage.

Exécution du voile :

Sceller les armatures de continuité et les barres de liaison. Mettre en place le ferrailage du voile (treillis soudé). Coffrer en laissant suffisamment de place pour couler le béton. Couler le béton et vibrer par l'extérieur. Veiller à assurer la meilleure liaison possible entre la poutre et le voile.



Finitions :

Décoffrer et boucher les trous au mortier. Enduire le mur et poser le revêtement. Étayer les poutres avant de poursuivre aux étages supérieurs.

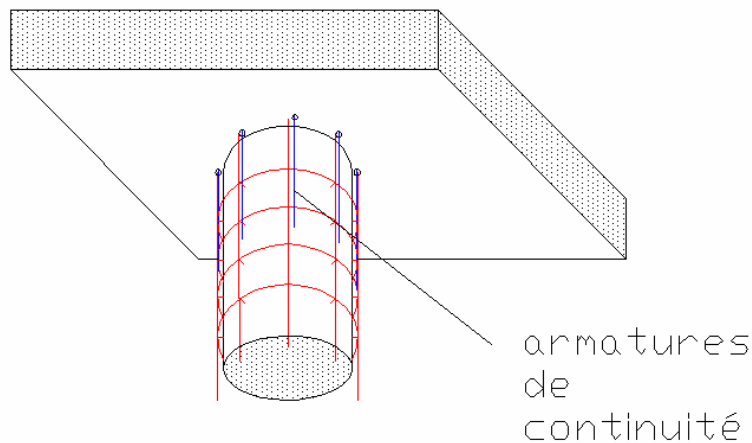
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment aux nœuds.

Fiche Technique de renforcement

Référence : chem1

Chemisage en béton armé
des poteaux



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Confinement

Augmentation de la résistance en compression et en flexion

Avantages	Inconvénients
Renforcement local Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Surcharges Travaux relativement lourds

Commentaires :

Technique courante en réhabilitation lourde et en renforcement post-sismique.

Objectifs :

Améliorer la ductilité du poteau ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poteaux traités, sinon ils vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnés. Une solution consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement soit négligeable.

Garantir la localisation des rotules plastiques. On utilise un ferrailage classique (longitudinal et cadres), pour renforcer aussi la résistance du poteau en flexion dans le but de surdimensionner le poteau ; on souhaite en effet que les rotules plastiques se forment dans la poutre. Cette technique entraîne une redistribution des efforts du fait que le poteau a une plus grande raideur ; il faut alors vérifier l'ensemble de la structure par un calcul d'ensemble intégrant le renforcement.

Augmenter la résistance globale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à plusieurs poteaux.

Précautions et limites d'utilisation :

Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure. Vérifier le taux de travail des fondations.

Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage longitudinal, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

Mise en œuvre pratique :

Chemisage avec cadres seulement

Préparation du support :

Étayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager. Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise œuvre du chemisage :

Sceller des barres courtes dans le poteau pour assurer la continuité ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls) et les aux barres de scellement. Projeter le béton ou la gunite.

Finitions :

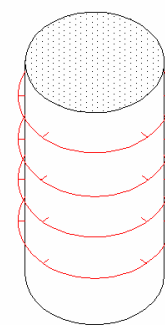
Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

Ferrailage complet (Cf. schéma d'en-tête)

Préparation du support :

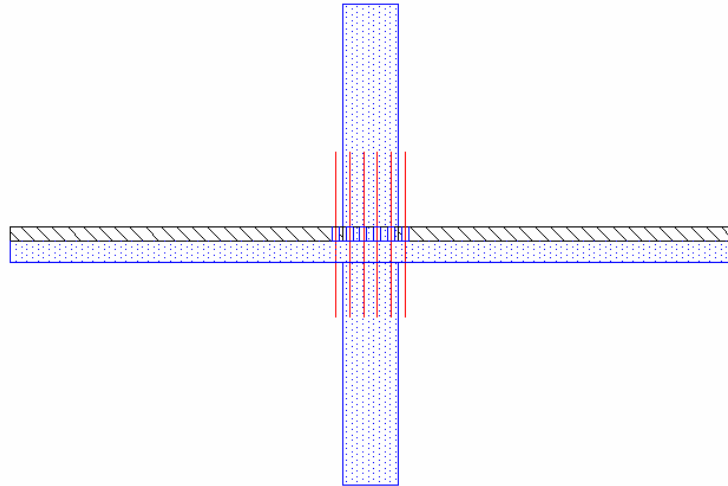
Étayer les poutres de part et d'autre du poteau afin de le soulager.

Décaper le poteau pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec le poteau. Percer la dalle et éventuellement les poutres pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières.



Mise œuvre du chemisage :

Sceller des barres courtes dans poteau pour assurer la continuité ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres et armatures longitudinales) et les aux barres de scellement. Disposer les barres de continuité les fixer au ferrailage. Pour ce est du plancher bas du premier niveau, les barres de continuité doivent être scellées dans les têtes de fondation. Sceller les barres de continuité à la dalle. Projeter le béton ou la gunite.

**Principe des armatures de continuité****Finitions :**

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire le poteau et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

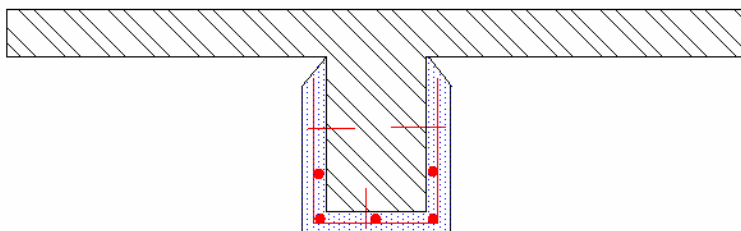
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante, surtout en génie civil. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Fiche Technique de renforcement

Référence : chem2

Chemisage en béton armé
des poutres



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : bâtiments à portiques

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Confinement

Augmentation de la résistance en flexion et/ou à l'effort tranchant

Avantages	Inconvénients
Renforcement local	Mise œuvre spécialisée Surcharges Léger affaiblissement de la structure en cours de renforcement Travaux assez lourds

Commentaires :

Technique relativement courante en réhabilitation lourde.

Objectifs :

rendre la structure non fragile, par l'augmentation de sa résistance. On ajoute alors des cadres d'effort tranchant et des armatures longitudinales en milieu de travée.

Améliorer la ductilité de la poutre ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. Il faut néanmoins veiller à ne pas augmenter la raideur des poutres traitées, sinon elles vont reprendre plus de charges et risquent de devenir sous dimensionnées. La solution consiste à utiliser seulement des cadres, sans armatures longitudinales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement

soit négligeable. Le positionnement judicieux des armatures doit permettre de fixer l'emplacement des rotules plastiques.

Augmenter la résistance globale ou locale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à plusieurs poteaux.

Précautions et limites d'utilisation :

Tenir compte d'une redistribution des efforts dû au renforcement local d'un élément de la structure. Vérifier le taux de travail des fondations après surcharge.

Mise en œuvre pratique :

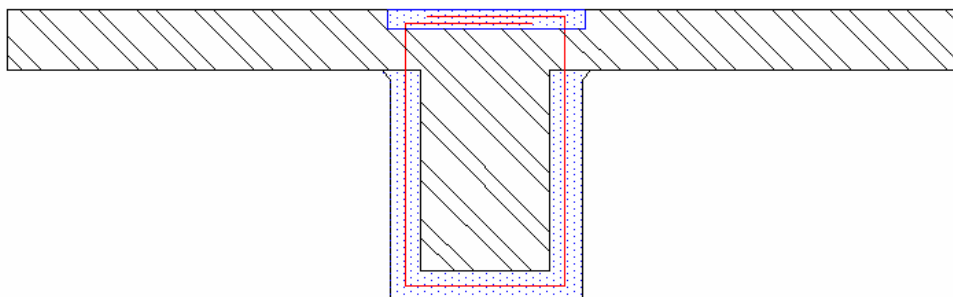
Chemisage avec cadres seulement (ductilité, effort tranchant seul)

Préparation du support :

Étayer les planchers de part et d'autre de la poutre afin de la soulager. Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec la poutre. Percer la dalle et la rainurer en partie supérieure afin de pouvoir replier les cadres et les fermer. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières. Maintenir humide pour saturer le vieux béton.

Mise œuvre du chemisage :

Mettre en place le nouveau ferrailage (cadres seuls). Sceller au mortier les cadres dans la dalle. Projeter le béton ou la gunite.



Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire la poutre et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais ; il peut être nécessaire d'étayer sur plusieurs niveaux.

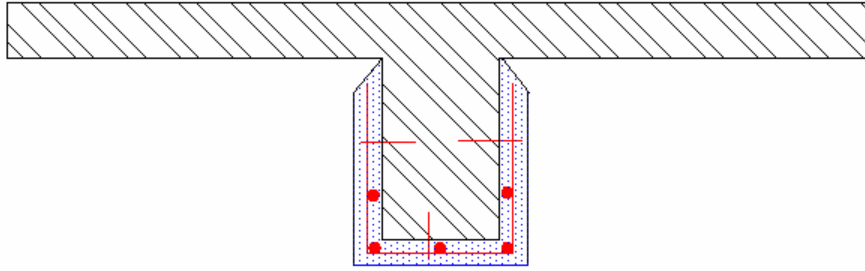
Reprise de la flexion seule

Préparation du support :

Étayer les planchers de part et d'autre de la poutre afin de la soulager. Décaper la poutre pour enlever le revêtement et faire apparaître les armatures, détruire éventuellement le remplissage à l'interface avec la poutre. Percer les trous de scellement des étriers dans les flancs de la poutre ; bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières. Maintenir humide pour saturer le vieux béton.

Mise œuvre du chemisage :

Mettre en place le nouveau ferrailage (étriers et armatures longitudinales). Sceller au mortier les étriers dans la poutre. Projeter le béton ou la gunite.



Finitions :

Boucher les trous dans le remplissage. Enduire la poutre et poser le revêtement. Une fois la résistance du béton suffisante, enlever les étais.

Reprise de la flexion et du cisaillement

Il suffit de combiner les deux techniques ci-dessus.

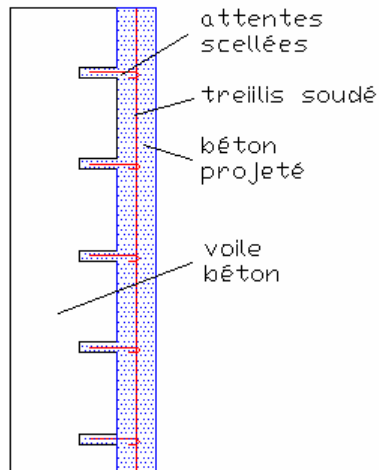
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante, surtout en génie civil. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct.

Fiche Technique de renforcement

Référence : chem3

Chemisage en béton armé
des voiles et des murs



Domaine de renforcement : local

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

Ductilité

Augmentation de la résistance en compression, au cisaillement et en flexion

Avantages	Inconvénients
Renforcement local Pas d'affaiblissement de la structure en cours de renforcement	Mise œuvre spécialisée Surcharges Immobilisation des pièces traitées Travaux relativement lourds

Commentaires :

Technique relativement courante en réhabilitation lourde.

Objectifs :

Améliorer la ductilité du voile ou de l'ensemble de la structure en confinant le béton dans les zones critiques. En effet ces zones proches des nœuds sont souvent insuffisamment frettées. Les cadres empêchent également les armatures de flamber. IL faut tenir compte du fait que cette technique augmente la raideur des voiles traités, qui, du coup, reprennent plus de charges et doivent donc être dimensionnés en conséquence. Une solution pour limiter ce phénomène consiste à utiliser seulement des armatures horizontales, sans armatures verticales de sorte que l'augmentation de résistance en flexion apportée par le renforcement est négligeable. Sinon, il faut dimensionner le renforcement de telle sorte qu'il puisse reprendre la surcharge.

Augmenter la résistance globale de la structure. Le chemisage revient à augmenter la section de béton armé. Là encore on utilise un ferrailage classique. On applique cette technique à tous les voiles dont la résistance est insuffisante.

Précautions et limites d'utilisation :

Tenir compte d'une redistribution des efforts due au renforcement local d'un élément de la structure. Vérifier le taux de travail des fondations.

Dans le cas de l'utilisation d'un ferrailage vertical, on doit assurer la continuité des armatures à tous les niveaux.

Mise en œuvre pratique :

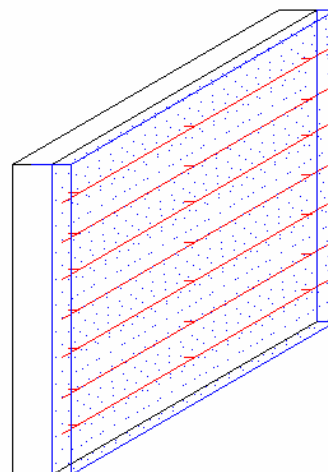
Chemisage avec armatures horizontales seulement

Préparation du support :

Ôter le revêtement du mur. Pour les voiles en béton armé, gratter le béton de surface et faire apparaître les armatures existantes régulièrement. Percer des trous de scellement à intervalles réguliers pour y fixer des barres de scellement. Si les deux faces d'un mur sont traitées, ces barres seront traversantes. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise œuvre du chemisage :

Sceller au mortier des barres courtes dans le mur pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (barres horizontales seules) et les lier aux barres de scellement. Projeter le béton ou la gunite.



Finitions :

Enduire le mur et poser le revêtement.

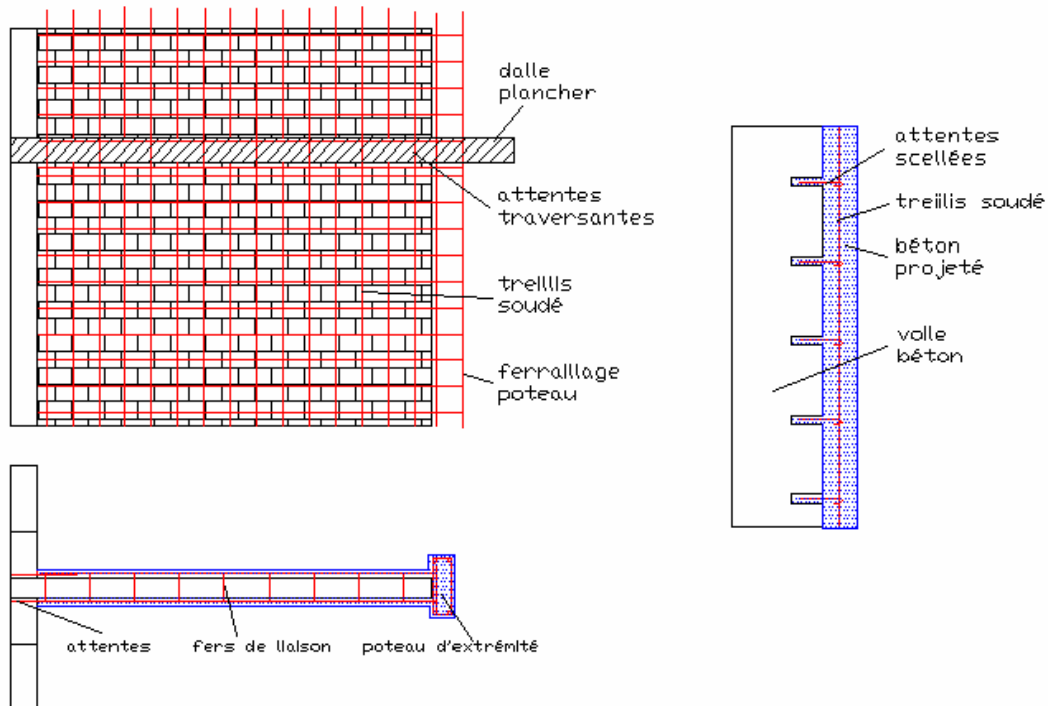
Ferrailage complet (Cf. schéma d'en-tête)

Préparation du support :

Ôter le revêtement du mur. Pour les voiles en béton armé, gratter le béton de surface et faire apparaître les armatures existantes régulièrement. Percer des trous de scellement à intervalles réguliers pour y fixer des barres de scellement. Si les deux faces d'un mur sont traitées, ces barres seront traversantes. Percer également le plancher et le plafond pour permettre le passage des armatures de continuité. Bien nettoyer pour éliminer toutes les poussières

Mise œuvre du chemisage :

Sceller au mortier des barres courtes dans le mur pour assurer la continuité du ferrailage. Mettre en place le nouveau ferrailage (treillis soudé renforcé par des barres verticales aux extrémités et les lier aux barres de scellement. Si on décide de donner une forme de T ou de I au voile (ce qui est recommandé), mettre en place le ferrailage des poteaux d'extrémité ; Veiller à bien lier les différents éléments. Mettre en place les armatures de continuité. Projeter le béton ou la gunite puis la talocher pour lui donner une surface lisse. Une fois la prise faite, coffrer le poteau et le couler.

**Finitions :**

Décoffrer le poteau. Enduire le mur et poser le revêtement.

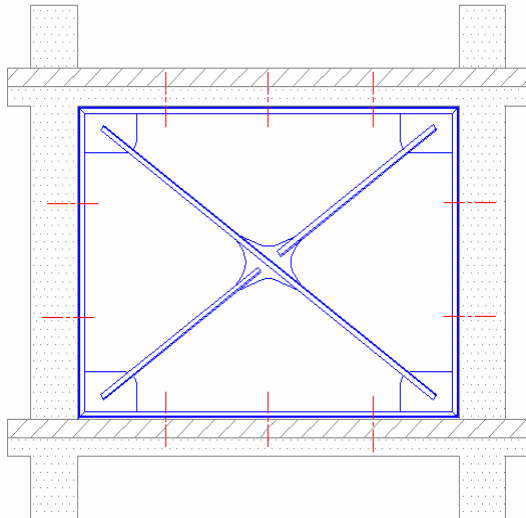
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante, surtout en génie civil. Les études doivent être détaillées pour s'assurer que les effets secondaires n'annuleront pas l'effet souhaité. La mise en œuvre doit être soignée pour garantir un comportement correct, notamment en ce qui concerne la position des armatures et la liaison des différentes parties entre elles.

Fiche Technique de renforcement

Référence : croi

Ajout de croix de contreventement -
Contreventement métallique



Domaine de renforcement : **contreventement**

Types de bâtiments concernés : **bâtiments à portiques**

Caractéristiques mécaniques visées :

Reprise des efforts horizontaux
Raideur d'ensemble du bâtiment
Diminution de l'effet de torsion

Avantages	Inconvénients
Meilleure répartition des efforts Structure légère sans fondations propres Travaux légers	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment Peut provoquer des désordres aux nœuds et dans les fondations

Commentaires :

Il s'agit d'appliquer une méthode de contreventement classique en construction métallique à une construction mixte (béton acier). La difficulté principale vient du fait que pour fonctionner efficacement, ces contreventements doivent subir une déformation. Il faut donc limiter au maximum les jeux. :

Dans la croix elle-même : on préférera les assemblages soudés même si les assemblages rivetés ou boulonnés donnent plus de ductilité.

Entre le cadre et la structure : un relevé soigné et l'utilisation de résine époxy à l'interface permettront d'éliminer les jeux inhérents au gros œuvre.

Objectifs :

Améliorer la régularité du bâtiment : Une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.

Augmenter la résistance d'ensemble : les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand. A ce propos il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la régularité en plan et en élévation

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles)

Soigner les liaisons avec la structure existante.

Proscrire les croix perpendiculaires à la façade (flambage des portiques), sauf s'il est démontré que les efforts horizontaux qu'ils induisent dans les poteaux ne provoqueront pas leur flambement (croix montées sur des cadres, liaison soignée avec la dalle et la poutre, rôle de diaphragme satisfaisant pour le plancher)

Recalculer l'ensemble de la structure

Mise en œuvre pratique :

Cas des nœuds suffisamment armés

Réalisation des croix :

Effectuer un relevé très précis des portiques. Assembler les croix et les cadres (K ou X). Prépercer les cadres.

Mise en place

Oter le revêtement de sol et les revêtements muraux à l'endroit du contreventement. Percer la structure selon la trame des cadres. Fixer les croix à l'aide de vis et de chevilles à expansion.

Finitions :

Poser les panneaux de cloison pour cacher les croix. Poser le revêtement mural.

Cas des nœuds faibles :

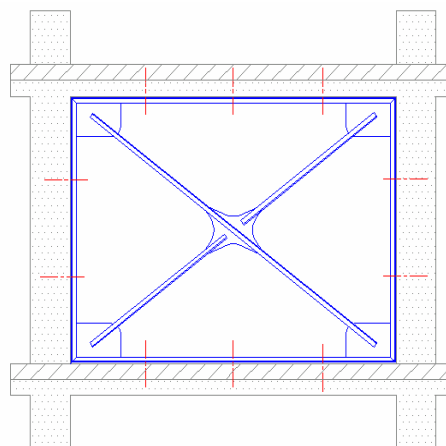
Il faut prévoir un chemisage des nœuds (poutres et poteaux) avec ajout de cadres d'effort tranchant seul. Le reste de la technique est inchangé. Une fois le chemisage prêt, poser les croix.

Exemples de croix de contreventement:

Croix de Saint André

Système très connu et courant. Il transforme les efforts horizontaux du plancher supérieur en efforts horizontaux et verticaux aux nœuds inférieurs (efforts normaux dans les diagonales).

Nécessite des nœuds de bonne qualité pour le portique. En répartissant les points de fixation sur le périmètre du cadre, on répartit mieux les efforts qui transitent par celui-ci (efforts horizontaux). Les efforts horizontaux transmis aux nœuds sont donc plus faibles.



Croix type V Inversé :

Il s'agit d'un système courant qui présente l'avantage de dégager un espace et permet une ouverture (par exemple une fenêtre ou une porte).

L'inconvénient est que le nœud supérieur reporte des efforts verticaux en milieu de travée de la poutre. Dans le cas où les diagonales fonctionnent à la fois en tirant et en buton, la résultante des efforts est nulle sur la poutre. Dans le cas contraire, il faut vérifier la capacité de la poutre à reprendre un effort de cisaillement au droit du nœud du V.

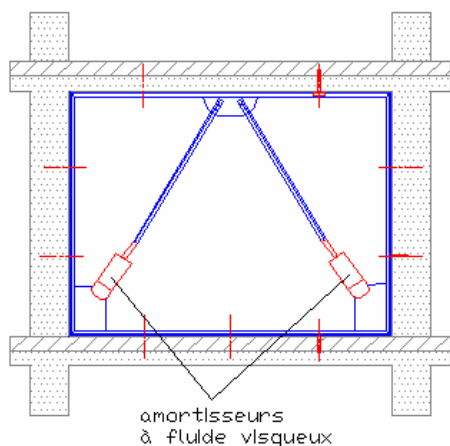
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût du renforcement :

Il s'agit d'une technique légère, sans immobilisation des pièces. Si les croix sont convenablement faites, la pose est très rapide. Enfin, la pose d'une cloison sur rails pour la finition peut être différée. Dans la plupart des cas, la croix sera montée en atelier.

Fiche Technique de renforcement

Référence : amo

Amortissement des portiques -
Contreventement métallique amorti



Domaine de renforcement : **contreventement**

Types de bâtiments concernés : **bâtiments à portiques**

Caractéristiques mécaniques visées :

Reprise des efforts horizontaux
Dissipation d'énergie

Avantages	Inconvénients
Meilleure répartition des efforts Structure légère sans fondation Travaux légers	Peut être inacceptable architecturalement Modification des espaces intérieurs Risque de créer des irrégularités en élévation Intervention lourde Nécessite un calcul complet du bâtiment Peut provoquer des désordres aux nœuds Coût

Commentaires :

La difficulté principale vient du fait que pour fonctionner efficacement, ces contreventements doivent subir une déformation. Il faut donc limiter au maximum les jeux. :

Dans la croix elle-même : on préférera les assemblages soudés même si les assemblages rivetés ou boulonnés donnent plus de ductilité.

Entre le cadre et la structure : un relevé soigné et l'utilisation de résine époxy à l'interface permettront d'éliminer les jeux inhérents au gros œuvre.

Objectifs :

Diminuer l'énergie à laquelle le bâtiment est soumis en en dissipant une partie par les amortisseurs.

Améliorer la régularité du bâtiment : Une meilleure répartition des contreventements diminue la torsion d'ensemble ainsi que les différences de raideurs selon la direction.

Augmenter la résistance d'ensemble : les nouveaux contreventements permettent à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand. A ce propos il faut vérifier que le ferrailage des nœuds du portique est suffisant pour supporter cette augmentation des efforts transmis.

Précautions et limites d'utilisation :

Vérifier la régularité en plan et en élévation

Vérifier les nœuds du portique (interaction avec les bielles)

Soigner les liaisons avec la structure existante.

Recalculer l'ensemble de la structure

Les contreventements amortis ne peuvent pas reprendre efficacement les sollicitations statiques (pas de contrôle du déplacement). La mise en place de guides ou de butées peut annuler l'efficacité des dispositifs d'amortissement.

L'énergie dissipée par les amortisseurs viscoélastiques dépend de la fréquence de la sollicitation

Mise en œuvre pratique :

Cas des nœuds suffisamment armés

Réalisation des croix :

Effectuer un relevé très précis des portiques. Assembler les croix et les cadres (K ou X). Prépercer les cadres.

Mise en place

Oter le revêtement de sol et les revêtements muraux à l'endroit du contreventement. Percer la structure selon la trame des cadres. Fixer les croix à l'aide de vis et de chevilles à expansion.

Finitions :

Régler l'amortisseur et annuler tous les jeux. Poser les panneaux de cloison pour cacher les croix. Poser le revêtement mural.

Cas des nœuds faibles :

Il faut prévoir un chemisage des nœuds (poutres et poteaux) avec ajout de cadres d'effort tranchant seul. Le reste de la technique est inchangé. Une fois le chemisage prêt, poser les croix.

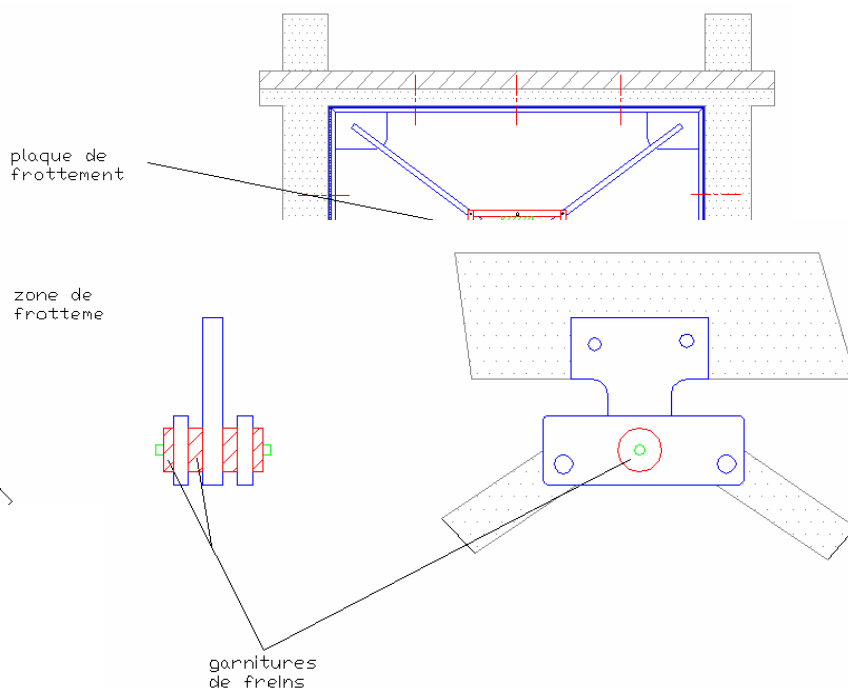
Exemples d'amortisseur:

Amortisseur à frottement (type Pall)

Il s'agit d'un amortisseur couramment utilisé.

Fonctionnement : Lorsque le portique se déforme horizontalement, le cadre de la croix se met en parallélogramme. Par suite le cadre intérieur subit la même déformation. Il y a alors frottement de la plaque de frottement sur le cadre (rotation relative dans les zones de contact), ce qui dissipe de l'énergie.

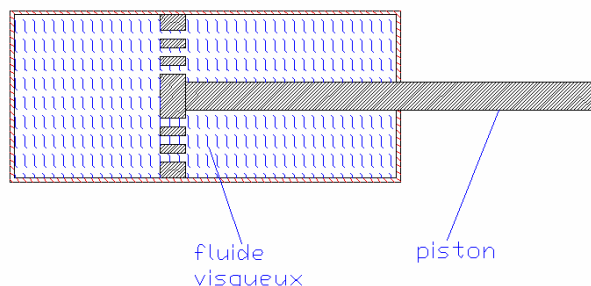
Variante : (pour croix en V inversé)



Amortisseur à fluide visqueux

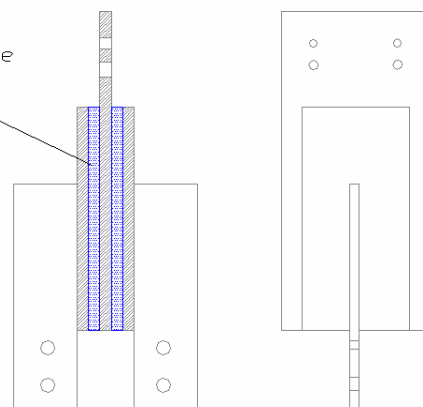
Il fonctionne sur le même principe qu'un amortisseur de voiture. Ce type d'amortisseur est très employé ces dernières années. Il faut néanmoins bien maîtriser les ancrages.

Il existe différents types d'amortisseurs fonctionnant sur ce principe. Certains ont été intégrés aux fondations. On peut aussi en fixer dans les croix de contreventement, en continuité des diagonales. Un amortisseur courant a été développé par Taylor Device Inc.



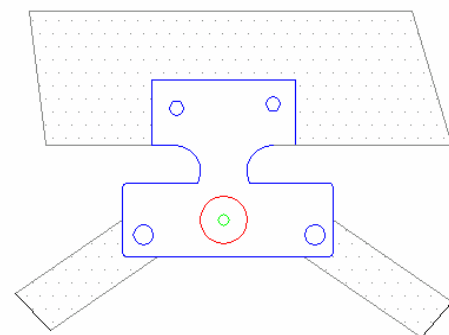
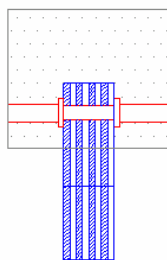
Autre modèle :

matériau
viscoélastique

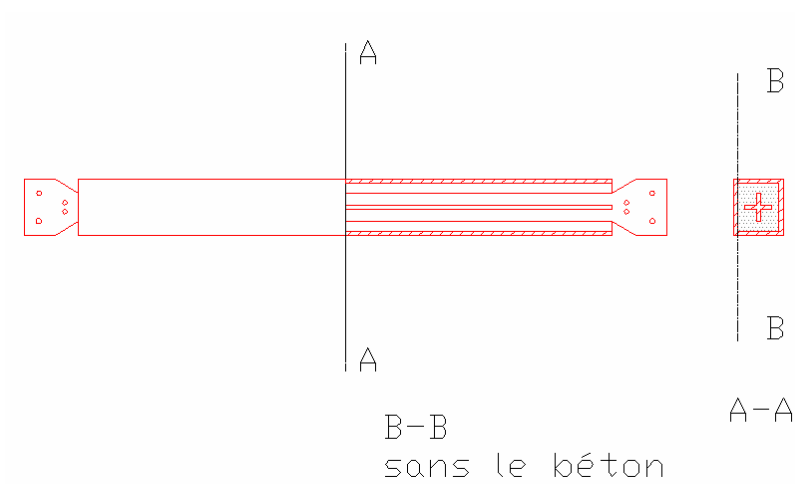


Amortisseur élastoplastique

La dissipation d'énergie est due à la déformation plastique des plaques dans la zone étroite. Les caractéristiques du matériau doivent être choisies pour assurer une déformation des plaques avec dissipation d'énergie sans risquer la rupture (résistance à la fatigue)



Une variante assez utilisée (20 bâtiments aux USA) est appelée « unbonded brace ». Elle consiste en une diagonale de treillis de section en croix et de faible limite élastique mais de grande ductilité. Elle est entourée d'un tube métallique et d'un remplissage en béton. Le tube et le remplissage évitent le flambement, et on peut donc solliciter la bielle au-delà de sa limite élastique en compression comme en traction ; celle-ci dissipe alors de l'énergie en traction comme en compression par déformation plastique, sans devenir instable. Un matériau favorisant le glissement du béton sur l'acier est appliqué à l'interface avec la bielle pour limiter les effets parasites. La bielle pouvant travailler dans les deux sens une seule est nécessaire par cadre de contreventement.

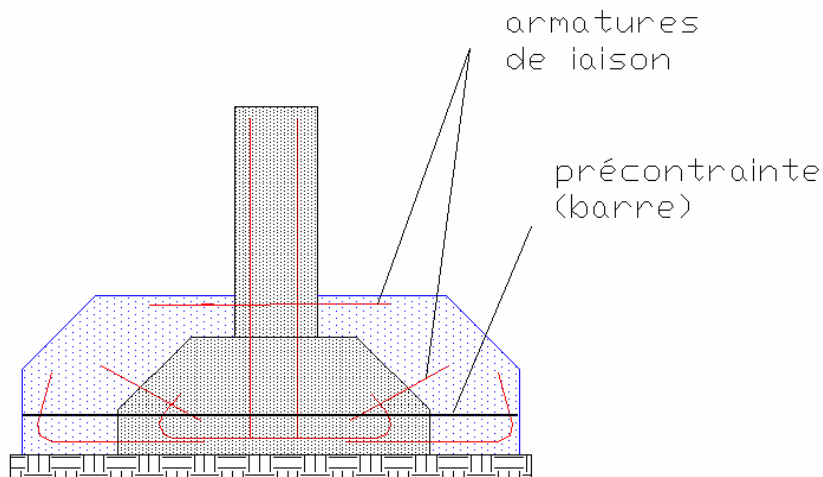
**Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût du renforcement :**

Il s'agit d'une technique légère, sans immobilisation des pièces. Si les croix sont convenablement faites, la pose est très rapide. Enfin, la pose d'une cloison sur rails pour la finition peut être différée. Dans la plupart des cas, la croix sera montée en atelier.

Fiche Technique de renforcement

Référence : fond

Renforcement des fondations
Élargissement des semelles
Chaînage
Micropieux



Domaine de renforcement : Fondations

Types de bâtiments concernés : Tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

Capacités portantes des fondations (augmentation de la surface portante)
Diminution des tassements différentiels
Rigidité d'ensemble pour les bâtiments à semelles isolées

Avantages	Inconvénients
Evite les fissures dues aux tassements différentiels Augmente la charge admissible par le bâtiment	Nécessite une reprise en sous œuvre Travaux très lourds Création de désordres dans les murs lors des travaux (tassements, décompression...) Accès délicats Peut modifier le comportement du sol (excentricité, surface portante...)

Commentaires :

L'état des fondations d'un bâtiment existant et la nature de travaux nécessaires pour l'améliorer sont difficiles à apprécier. Le chaînage des fondations isolées est requis des bâtiments neufs par les règles PS92. Risques de tassements différentiels si toutes les fondations ne sont pas traitées de la même façon. L'accès aux fondations est un problème majeur.

Objectifs :

Il s'agit d'une augmentation de la résistance globale du bâtiment. L'élargissement des fondations augmente leur surface portante. En conséquence, elles peuvent être soumises à un effort plus important pour le même taux de travail.

Le chaînage des fondations donne plus de rigidité aux bâtiments fondés sur semelles isolées ou sur pieux isolés.

Précautions et limites d'utilisation :

Reprendre le calcul de la fondation modifiée (excentricité, surface...)

Liaison avec la structure existante

Désordres dans la structure dus à la reprise en sous œuvre.

Mise en œuvre pratique :Elargissement des fondations :

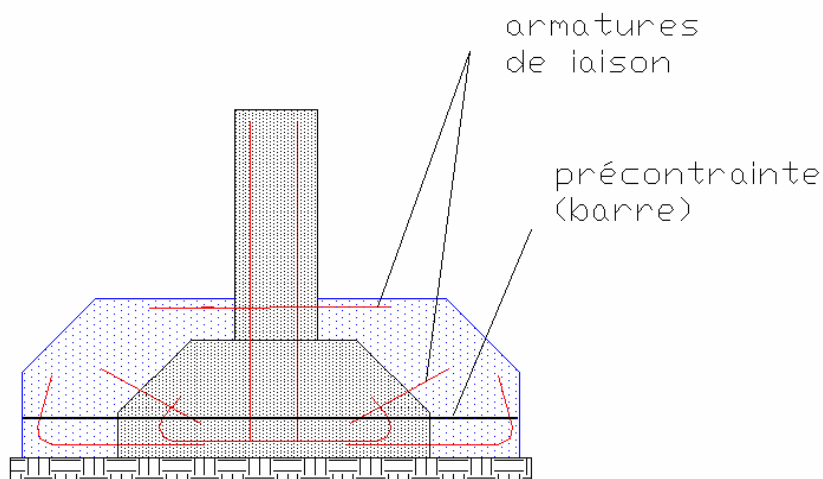
Elargissement de la base par ajout de béton périphérique :

Préparation :

Aménager un accès aux fondations (terrassement, sciage du dallage)

Elargissement de fondations :

Dégager et nettoyer la semelle. Piquer ensuite le béton de parement pour garantir l'adhérence de la partie rajoutée. Ferrailer et coffrer l'extension de la semelle. Veiller à sceller des armatures de liaison entre la partie existante et la nouvelle. Ajouter des colliers métalliques pour les poteaux, et éventuellement de la précontrainte transversale pour lier les deux parties.



Finitions :

Remettre en état (terrassement, réparation du dallage).

Reprise en sous œuvre : (voir schéma d'en-tête)

Cette technique risque de provoquer des désordres importants.

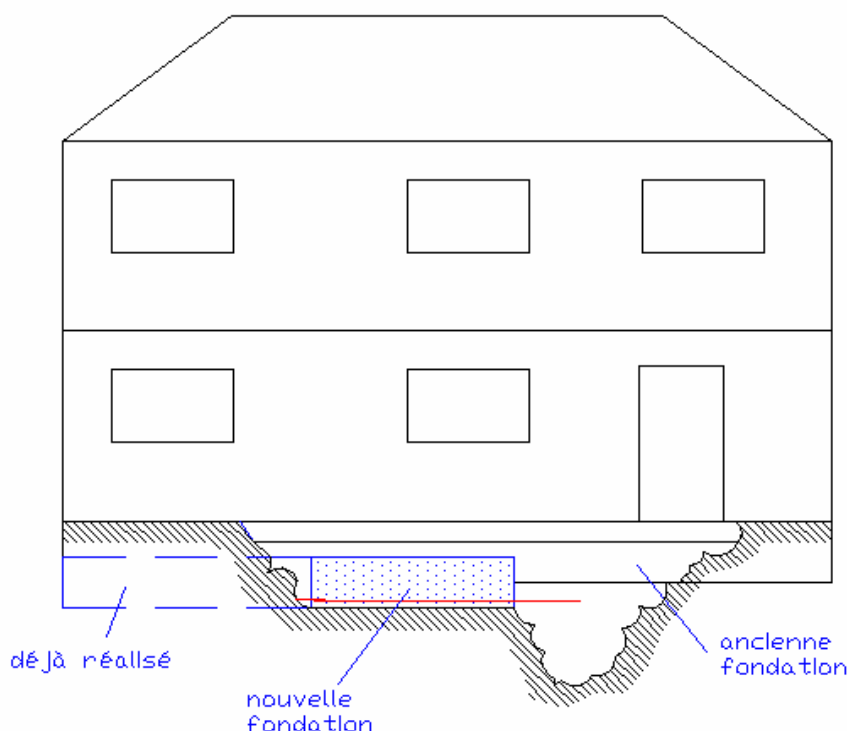
Préparation :

Aménager un accès aux fondations (terrassement, sciage du dallage)

Pour un poteau, étayer de part et d'autre pour assurer une descente de charge provisoire. Pour un mur, on peut profiter de l'effet de voûte de déchargement, à condition d'attaquer la semelle sur des tronçons de faible longueur.

Élargissement de fondations :

Creuser la fouille sous la structure. Coffrer, ferrailer puis on coule. Veiller à la continuité du ferrailage. Une fois la prise terminée, vérifier le contact entre la nouvelle partie et l'ancienne puis charger progressivement la semelle en enlevant les étais.

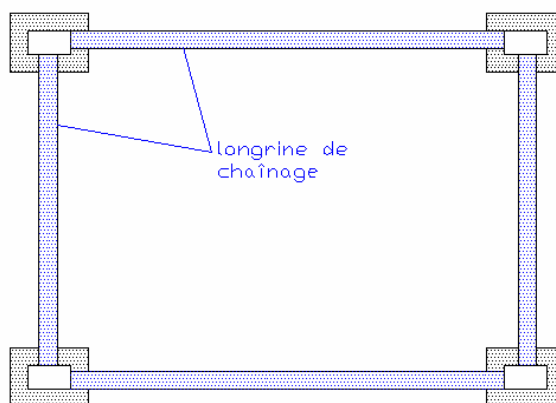
**Finitions :**

Remettre en état (terrassement, réparation du dallage).

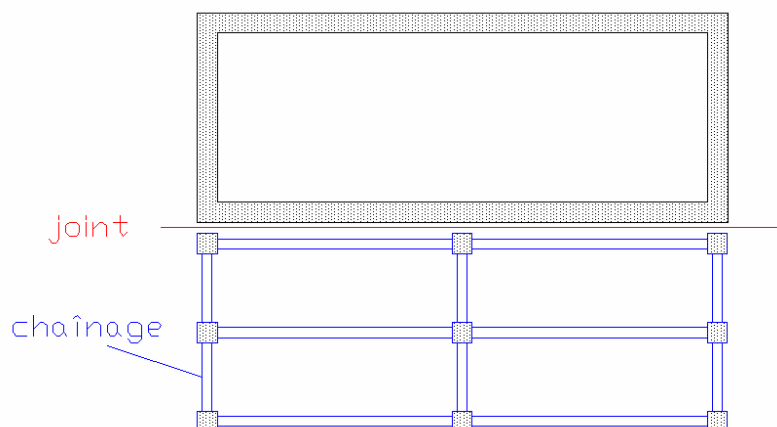
Chaînage des fondations :

On réalise des longrines pour lier les têtes de fondations.

Découper le dallage. Creuser éventuellement une tranchée sous le futur mur au niveau des fondations. Percer les fondations à l'emplacement des armatures de liaison. Sceller ces armatures dans les fondations. Coffrer la longrine. Mettre en place le ferrailage et les attentes du voile. Couler le béton jusqu'au niveau supérieur de la longrine.



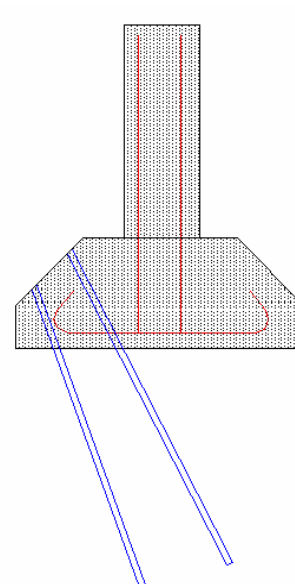
Si le bâtiment comporte à la fois des semelles filantes et des semelles isolées, il faut chaîner les semelles isolées et dissocier les deux systèmes de fondations par un joint de rupture.



Micropieux :

On peut se contenter d'un accès par l'extérieur ou par le sous-C'est souvent la méthode la plus rapide et celle qui génère le moins de nuisances.

La technique consiste à forer des pieux de faibles diamètres à travers les fondations et qui se prolongent suffisamment loin dans sol pour améliorer la capacité portante des fondations par frottement le long des pieux. On peut parfois chercher à atteindre bon sol. Il s'agit de fondations souples qu'il faut encastrer en tête. s'agit d'une technique courante de renforcement. Elle est bien maîtrisée par les entreprises spécialisées.



sol.

le

le

II

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût renforcement

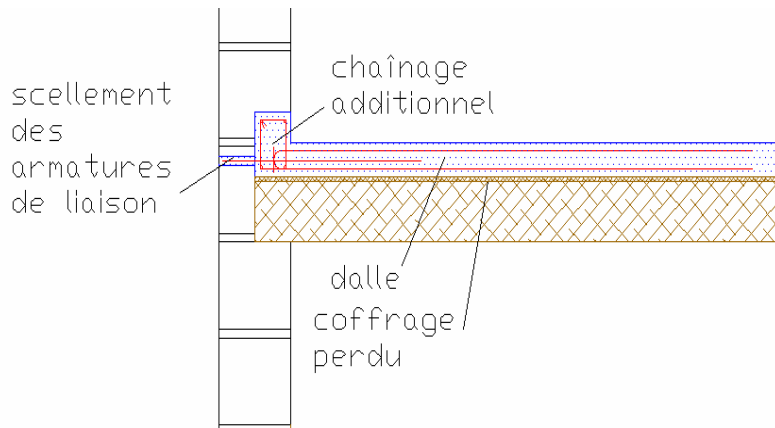
Les techniques ci-dessus ont toutes les mêmes objectifs, mais leur coût est très variable. De plus ce coût dépend aussi beaucoup des particularités du bâtiment, par exemple l'accessibilité des fondations.

de

Fiche Technique de renforcement

Référence : dal

Renforcement des planchers -
Coulage d'une dalle



Domaine de renforcement : contreventement horizontal

Types de bâtiments concernés : bâtiments à planchers bois ou plancher à poutrelles et entrevous.

Caractéristiques mécaniques visées :

transmission des efforts horizontaux à la structure
Raideur d'ensemble du bâtiment

Avantages	Inconvénients
Amélioration de la rigidité Effet diaphragme Pas de modification des espaces intérieurs	Peut être inacceptable architecturalement Risque de créer des irrégularités en élévation Nécessite un calcul complet du bâtiment Travaux lourds

Commentaires :

Concerne également le renforcement d'un plancher à poutrelles métalliques. Technique de renforcement traditionnelle.

Objectifs

On souhaite conférer au plancher traité un fonctionnement de diaphragme, et souvent de doter en même temps le bâtiment d'un chaînage horizontal.

Il est parfois possible de couler sur les poutres une dalle de répartition, de préférence en béton léger, mais il faut vérifier que la maçonnerie peut reprendre cette surcharge sans désordre. Lorsqu'elle est envisageable, cette solution est la plus efficace. Il faut lier la dalle aux murs en creusant une engravure dans les murs périphériques et en y lançant des ancres adaptés (voir schéma ci dessous). Avant le coulage et la prise du béton, il faut assurer un étaieement soigné, sur plusieurs étages le cas échéant, pour éviter l'effet de mare et répartir les surcharges en phase de construction.

Précautions et limites d'utilisation :

Une vérification de la capacité portante des fondations et de la maçonnerie doit être faite au préalable.

Soigner la liaison plancher mur

Affaiblissement du mur au niveau des planchers lors des travaux

Tenir compte des variations géométriques du bois

Mise en œuvre pratique:

Plancher bois d'une maison individuelle non chaînée (avec conservation des poutres) :

Ces dispositions nécessitent des murs porteurs d'au moins 20cm de large. On pourra se référer au schéma d'en-tête de fiche.

Préparation :

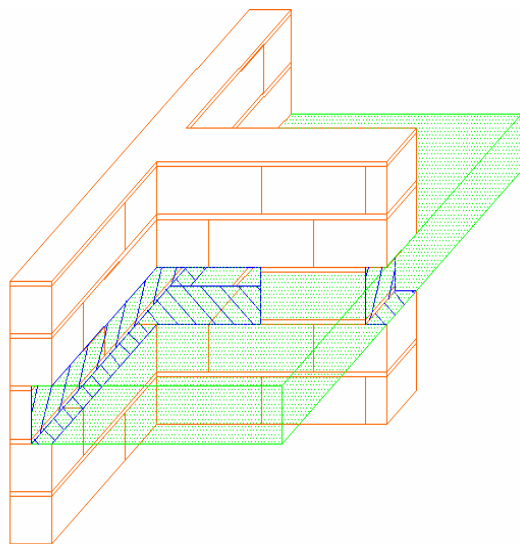
Vider les pièces des meubles du niveau courant et du niveau inférieur. Protéger le sol du niveau inférieur. Prévoir l'acheminement du béton et l'évacuation des gravas. Démontez le revêtement de sol et le plancher existant au niveau courant.

Coffrage

Poser le coffrage perdu en contreplaqué qui servira également de platelage. Etayer les poutres existantes (diviser la portée par 2 au moins). Etayer si besoin les murs de grande longueur avec des étais tire-pousse et prévoir les réservations (pieds des étais, gaines).

Exécution

Réaliser les saignées du chaînage sur le pourtour du plancher sur la demi-épaisseur des murs porteurs, i.e. au moins 10cm. Pour les refends, on crée des réservations pour garantir la continuité des armatures et du plancher d'une part, et la continuité du refend d'autre part. Poser le ferrailage de la dalle, celui du chaînage et les armatures de continuité à travers les refends. Le ferrailage de la dalle doit être prévu pour supporter son poids propre et les charges d'exploitation sans participation des poutres. On peut aussi envisager une participation des poutres à la reprise du moment de flexion, mais il faut alors connecter la dalle à la poutre et calculer l'ensemble en section mixte.



Principe des réservations

Coulage et finitions

On procède ensuite au coulage de la dalle. On peut utiliser un béton classique ou un béton léger si ses performances mécaniques sont suffisantes. Un soin particulier doit être apporté à la pénétration du béton dans la saignée. Une fois que le béton a fait prise, coffrer le reste du chaînage dont le niveau est supérieur à la dalle. Couler le reste du chaînage. Lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, ôter les étais tire-pousse, boucher les réservations et procéder au ragréage de la dalle et des chaînages. Ôter les étais à l'étage inférieur, et remettre en état. Pose du nouveau revêtement de sol et remise en état de la pièce. On peut alors passer à la pièce suivante selon la même procédure.

Cas du chaînage existant

La difficulté tient à la nécessité de lier le chaînage à la dalle, de manière à transmettre le cisaillement lorsque le bâtiment tend à se mettre en parallélogramme. Une solution consiste à sceller les armatures de la dalle dans le chaînage sur tout le pourtour du plancher. Le scellement se fait à la résine époxy ou au coulis de ciment. Le but est de réaliser une sorte de couture de l'interface. Le cisaillement des armatures et leur longueur d'ancrage doivent être vérifiés.

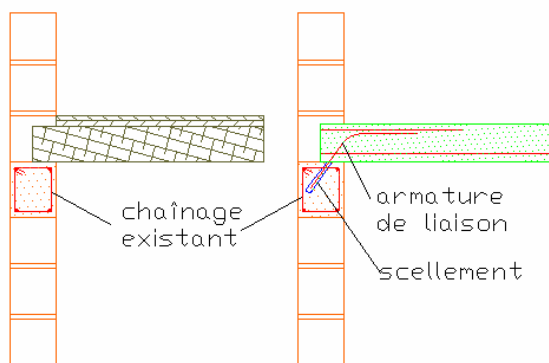
Dans la majorité des cas, les poutres bois reposent sur le chaînage. Elles ne pourront donc pas être gardées.

Préparation

Comme précédemment, à ceci près qu'on ne dispose pas des poutres pour soutenir le coffrage de la dalle.

Exécution

Après avoir ôté les poutres, piquer la surface du chaînage pour garantir une meilleure adhérence du béton. Réaliser les trous de scellement. Nettoyer à l'air. Sceller les armatures de liaison. Mettre en place le coffrage de la dalle et les armatures (treillis soudé, chapeaux). Saturer d'eau le chaînage existant.



plancher bois

dalle

Coulage et finitions

Couler la dalle en veillant à une bonne pénétration du béton dans les engravures. Après la prise, enlever les étais et poser le revêtement de sol. Désinstaller le chantier et remettre en état (revêtements muraux, meubles...).

Cas des planchers béton préfabriqués (corps creux)

On suppose l'existence d'un chaînage horizontal.

Sinon on est ramené au premier cas avec le

plancher en bois.

Le plancher est déjà en béton, mais il ne peut pas être considéré comme un diaphragme car il n'est pas assez rigide au cisaillement. Une solution est de lui ajouter une dalle de répartition d'épaisseur 6cm environ. En plus de solidariser les blocs préfabriqués et les poutres, elle reprendra elle-même le cisaillement et empêchera le bâtiment de se mettre en parallélogramme. Il faut alors vérifier que les poutrelles sont capables de reprendre la surcharge de béton frais, après étalement si nécessaire (conseillé tous les 2m). Les corps creux servent de coffrage.

Préparation

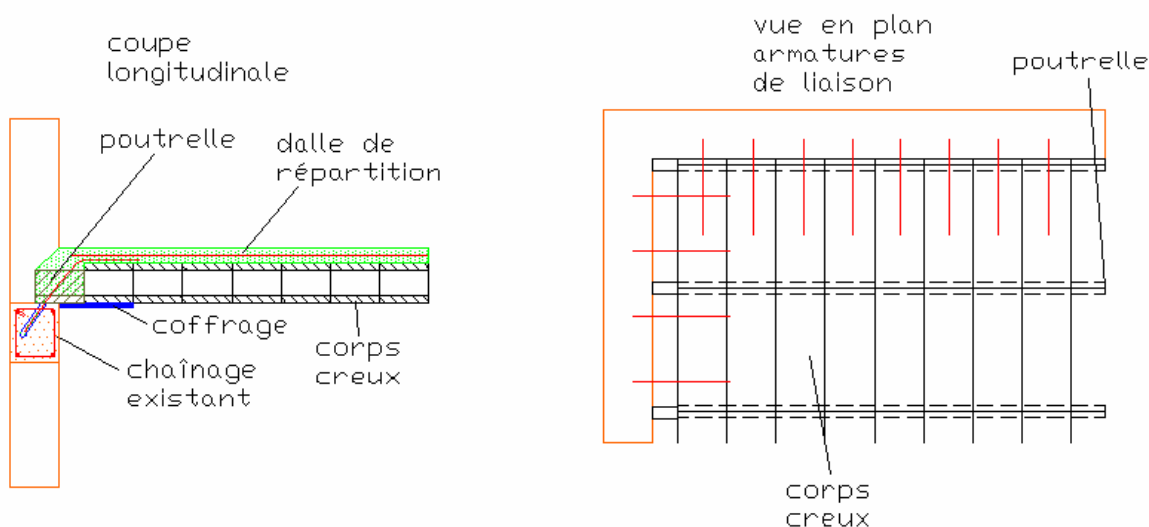
Comme dans le premier cas.

Exécution

Dégager ces corps creux en dégarnissant le plancher de son revêtement et de la chape. A l'interface avec le mur, dans le sens transversal, détruire le dernier bloc de béton de chaque trame. Réaliser les trous de scellement dans le chaînage sur tout le pourtour du plancher et sceller les armatures de liaison (idem cas précédent). Boucher les alvéoles des corps creux en rive de plancher (sens transversal). Coffrer les rives dégagées. Mettre en place le ferrailage de la dalle.

Coulage et finitions

Couler la dalle de répartition et les extrémités de plancher. Après séchage, enlever les étais et procéder aux finitions.



Plancher mixte bois/béton

Une solution pour renforcer les planchers en bois semble se développer, à savoir les planchers mixtes bois/béton. Le principe est d'associer les deux matériaux en conservant la poutraison existante (esthétique, absence de démontage, support de coffrage) et d'ajouter une dalle en béton léger (isolation acoustique, surcharges reprises plus importantes). La connexion entre les deux matériaux est assurée par des rainures et des éléments métalliques (vis, connecteurs à clous). Les premiers essais dans le domaine donnent des résultats intéressants pour ce qui est de critères de flèche et de résistance à la flexion. Les solutions de connexions sont également satisfaisantes du point de vue de la reprise du cisaillement. La légèreté de la dalle finie permet d'augmenter la résistance à la flexion (ce qui peut être souhaitable en cas de changement d'utilisation du bâtiment) sans pour autant augmenter beaucoup l'effort horizontal, qui dépend de la masse du plancher, ni la surcharge sur les fondations existantes. Pour ce qui est des possibilités d'utiliser cette nouvelle dalle comme diaphragme, des études doivent être spécifiquement conduites. Il faut prendre en compte la connexion à la structure verticale et l'éventualité d'y intégrer un chaînage horizontal (ce qui a priori peut être réalisé comme dans les cas précédents), mais aussi la plus faible résistance du béton léger. L'effet de chargements dynamiques sur la connexion bois/béton doit aussi être étudié.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Les chaînages ou les engravures doivent être faits par une entreprise spécialisée pour ne pas trop affaiblir les murs lors des travaux.

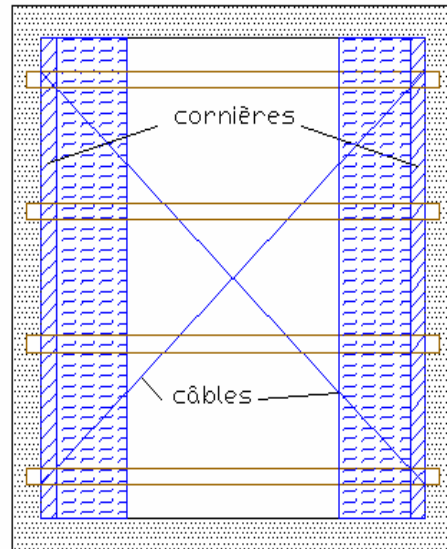
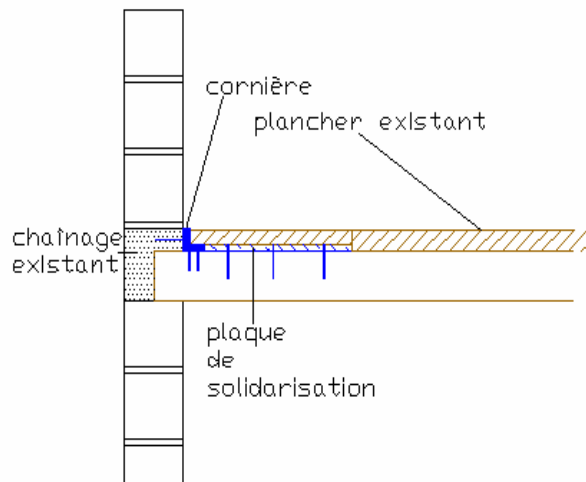
Peut être entrepris en site occupé, à condition de libérer la pièce en question et celle du niveau inférieur. Nuisances importantes (travaux de gros-œuvre : bruits, poussières, traces).

Nécessité de vérifier la capacité portante des murs et des fondations (surcharges dues au béton environ 10 fois plus lourd que le plancher bois) et la reprise des efforts horizontaux par les murs (effet diaphragme, niveau lourd donc effort horizontaux plus grands).

Fiche Technique de renforcement

Référence : renf

Renforcement des planchers -
Solidarisation des solives -
Augmentation de la surface d'appui des planchers



Domaine de renforcement : contreventement horizontal

Types de bâtiments concernés : bâtiments à planchers bois

Caractéristiques mécaniques visées :

transmission des efforts horizontaux à la structure

Raideur en torsion du bâtiment

Avantages	Inconvénients
Amélioration de la rigidité Pas de modification des espaces intérieurs Pas de surcharge du bâtiment Travaux légers, nuisances assez faibles Les assemblages donnent de la ductilité Technique relativement facile	Peut être inacceptable architecturalement Risque de créer des irrégularités en élévation Effet diaphragme limité

Commentaires :

Fait appel à des techniques de renforcement classiques

Objectifs :

Cette technique nécessite un chaînage existant au niveau des poutres et dans les angles.

Pour obtenir un effet de diaphragme, il faut garantir la liaison mur plancher et la rigidité en plan du plancher. On cherche à améliorer la rigidité du plancher en renforçant la connexion poutre plancher et en liant les solives entre elles (cloutage des plaques de bois (panneaux de particules ou contreplaqué par exemple), renforcement par cornières, triangulation). On peut également trianguler l'ensemble du plancher par des tirants (palée de contreventement). La liaison des poutres avec le mur doit elle aussi être renforcée par exemple par des connecteurs métalliques scellés au mur. Notons toutefois que la connexion rigide entre les poutres et les murs est très difficile à cause des variations géométriques de pièces de bois selon l'hygrométrie.

Précautions et limites d'utilisation :

Nécessite un chaînage horizontal existant au niveau des planchers

Liaison plancher mur

Affaiblissement du mur au niveau des planchers

Tenir compte des variations géométriques du bois

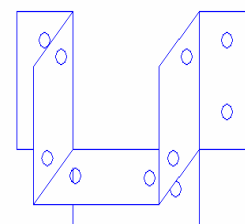
Mise en œuvre pratique:

Préparation

Vider les deux pièces concernées (haut et bas) et ôter le revêtement de sol existant sur le plancher à traiter. Démonter le platelage pour faire apparaître les poutres. Disposer un platelage provisoire pour les travaux sur le plancher.

Solidarisation des poutres (Voir schéma d'en-tête)

Percer les points de scellement de la cornière dans le chaînage (murs perpendiculaires aux poutres). Sceller la cornière (chevilles à expansion et vis ou résine époxy). Fixer les poutres aux cornières (vis taraudeuses) en deux points, en zone centrale de la poutre pour éviter l'éclatement du bois. Une variante consiste à utiliser des sabots faits à d'une cornière pliée en U et qu'on fixe autour du talon de la poutre. Il existe aussi des sabots pour charpente industrielle. On ne les utilisera si leur épaisseur est suffisante (1.5 mm). Au droit des refends, entretoiser les poutres de part et d'autre du mur.



auto

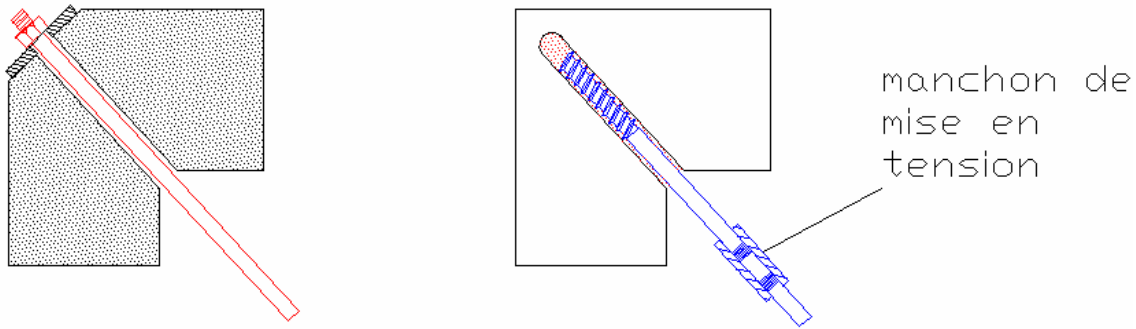
l'aide

que

Fixer les plaques de solidarisation à chaque extrémité du plancher. Celles-ci doivent être suffisamment larges et épaisses pour former une fois fixées sur les poutres, un ensemble rigide dans le plan et hors plan. Elles doivent être de plus continues afin de solidariser toutes les poutres. On aura intérêt à prendre la plus grande largeur qu'il est possible d'acheminer sur place avec la longueur requise (au minimum 50cm pour une portée des poutres de 3,5m). Ces plaques doivent s'opposer au glissement des poutres ; la connexion travaille en cisaillement. On utilisera des plaques de contreplaqué ou des panneaux de particules de 20mm d'épaisseur au moins pour les espacements courant entre poutres. Une variante consiste à utiliser des plaques métalliques. Un soin particulier doit être apporté à la connexion pour que les vis ne déforment pas les plaques et créent ainsi jeu qui annulerait l'effet recherché.

Contreventement horizontal

On désire faire passer les tirants à ras des poutres entre le plancher et les poutres ; cependant il faut éviter tout contact des tirants avec les poutres pour ne pas introduire d'efforts parasites dans les poutres ni de pertes de tension dans le câble. Percer en biais le chaînage aux angles afin de sceller les ancrages des tirants. L'ancrage est soit scellé à la résine, soit le trou est débouchant et l'ancrage s'appuie sur le chaînage du côté extérieur. On peut utiliser aussi des ancrages pour câbles de précontrainte. Tendre les tirants pour annuler les jeux et anticiper le fluage d'ensemble : les tirants n'assurent le contreventement que lorsqu'ils sont tendus. Les tirants pourront être au choix des câbles ou des barres métalliques filetées aux extrémités.



Exemple de scellement des tirants

Pose du plancher et finitions

Calepiner le plancher pour laisser passer les tirants puis poser le platelage (panneaux de particules par exemple, puis le clouer sur les poutres (pointes torsadées de 90mm tous les 30 cm). Poser le revêtement de sol, l'isolation (éventuellement) et le faux plafond (entre les poutres pour cacher les tirants) et remettre en état les pièces.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

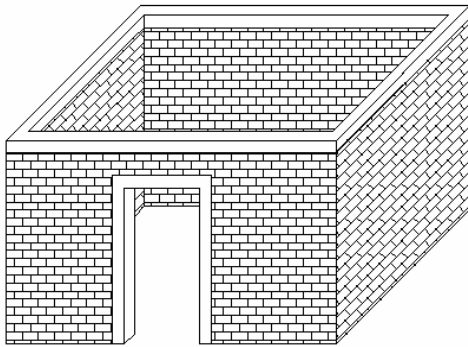
Technique relativement rapide.

Immobilisation des pièces, mais le reste du bâtiment peut être occupé. Nuisances assez faibles (bruits de perçage, poussières)

Fiche Technique de renforcement

Référence : hor

Chaînage horizontal -
Création ou réparation d'un chaînage
en tête de bâtiment



Domaine de renforcement : ensemble du bâtiment

Types de bâtiments concernés : bâtiments à mur de maçonnerie

Caractéristiques mécaniques visées :

Transmission des efforts à la maçonnerie (cisaillement)

Confinement des blocs

Stabilité d'ensemble, liaison des murs

Avantages	Inconvénients
Evite la déstructuration du bâtiment	Travaux lourds Difficulté de la mise en œuvre Affaiblissement des murs pendant la phase de travaux Hétérogénéité de raideur Modification de la répartition des charges Dans certain cas, ne peut être mise en œuvre que par beau temps.

Commentaires :

S'applique aussi à l'amélioration des chaînages existants. Plus adapté aux travaux de réhabilitation lourde

Le chaînage sous toiture est insuffisant pour garantir la stabilité du bâtiment si les murs sont hauts (plus de deux niveaux). Il faut également prévoir un chaînage des planchers (voir fiche dia2).

Objectifs

On cherche à lier ensemble tous les éléments de maçonnerie (blocs de béton ou briques) afin d'améliorer le comportement d'ensemble. Cette technique permet une redistribution des efforts

lorsqu'une zone particulière est sollicitée. Pour être vraiment efficace, le chaînage doit être horizontal et vertical. Ici on se limite au cas où, soit le chaînage vertical existe, soit un dispositif de renforcement des angles et des intersections murs/refends a été adopté (harpage efficace des maçonneries, utilisation de blocs d'angles, existence d'un ferrailage vertical). Dans la suite, le terme chaînage vertical englobera l'ensemble de ces dispositions constructives. Le cas où la réalisation de chaînages dans les deux directions est nécessaire conduit à des travaux trop lourds pour être envisageables.

Précautions et limites d'utilisation :

Étayer les murs et vérifier leur capacité portante pendant les travaux.

Veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les coins.

Prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés.

Soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

Mise en œuvre pratique:

En ôtant la toiture : C'est la méthode la plus lourde. La pluie peut considérablement gêner les opérations si le bâtiment reste occupé. On peut alors réaliser le chaînage de l'ensemble du bâtiment au sommet des murs. Pour être efficace, le chaînage doit être continu et porter sur des murs qui sont tous au même niveau. Son exécution est semblable à celle d'une poutre, à ceci près que le chaînage repose sur le mur. On prévoira des dispositifs d'ancrage de la toiture dans le chaînage.

Préparation :

Monter l'échafaudage et la grue. Isoler le reste du bâtiment en cas de pluie (bâche). Enlever la couverture et la stocker pour une éventuelle réutilisation. Démontez les poutres secondaires (sens longitudinal). Démontez la structure principale : fermettes, poutraison principale. Si la charpente est en bon état et si le projet le prévoit, on pourra remonter la charpente à l'identique à la fin des travaux. Démolition des pignons jusqu'au niveau du futur chaînage.

Exécution du chaînage



Coffrer le chaînage sur l'ensemble du bâtiment avec une épaisseur de chaînage d'au moins 20cm. Mettre en place le ferrailage (longitudinal et transversal). Veiller au bon recouvrement des armatures longitudinales dans les angles (longueur de recouvrement suffisante, pliage en angle droit dans les angles). Il faut absolument lier le chaînage horizontal au chaînage vertical. Sceller des attentes verticales au droit de celui-ci, et les relier sur le ferrailage horizontal.

Couler le béton. Bien vibrer pour que le béton pénètre partout.

Remise en place de la toiture

Reconstruire les pignons en maçonnerie et poser la charpente. Solidariser la charpente et le chaînage en scellant les connecteurs dans le béton (fermettes). Procéder à la couverture et aux finitions (revêtement mural sur les pignons, zinguerie)

Variantes :

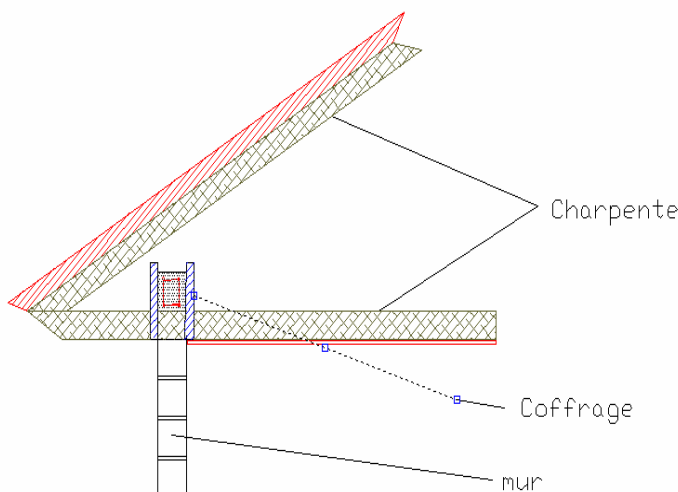
Reprise en sous œuvre:

Moins tributaire des conditions météorologiques, mais plus difficile. Ne peut pas être fait en site occupé. Au vu du travail demandé, il serait peut-être judicieux de créer directement un diaphragme (dalle béton).

Étayer la toiture près du mur. Reprise en sous œuvre : créer les engravures horizontales sur une demi-épaisseur du mur, mettre en place des armatures (barres ou profilé), couler le béton. Après durcissement du béton on peut réaliser la deuxième moitié. Si la partie de mur au dessus du chaînage est lourde (pignon), on peut le réaliser par tranche d'un mètre environ afin de ne pas trop affaiblir le mur. Le problème est de garantir la continuité des armatures du chaînage.

Veiller à lier les deux parties du chaînage entre elles.

Chaînage sous toiture :



Certaines toitures ont l'avantage de présenter un écart suffisant entre le dessus du mur et les chevrons. On peut alors y placer le chaînage sans démonter la toiture ni la reprendre en sous œuvre. Les travaux peuvent être faits en site occupé. L'espace est néanmoins encombré ce qui rend difficile son accès. Si c'est possible on va créer le chaînage au dessus de la poutre. Il faut quand même garantir un jeu suffisant entre la poutre et le béton pour ne pas gêner les dilatations du bois. On peut par exemple entourer la poutre de polystyrène expansé en feuilles de 2 cm d'épaisseur, qui seront enlevées après la prise du béton. L'exécution est semblable au premier cas sans dépose de la toiture.

Préparation

Ouvrir un accès par le toit. Faire un platelage sur les poutres dans les combles.

Réalisation du chaînage

Creuser les engravures dans les pignons et les refends. Coffrer l'espace entre les poutres et sur la hauteur du chaînage. Protéger les poutres en les recouvrant de polystyrène expansé à l'intérieur du coffrage (épaisseur de 2 cm environ). Mettre en place le ferrailage en veillant à la liaison avec les chaînages existants. Couler le béton.

Repli du chantier.

A titre d'indications, un chaînage classique sous la toiture sur la totalité de l'épaisseur du mur comporte 4 armatures longitudinales HA10 et de cadres HA6 espacés de 20 cm.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

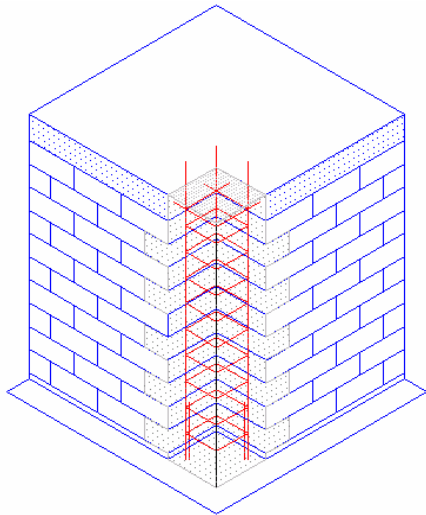
Technique lourde, sauf dans la dernière variante. La deuxième variante nécessite de travailler en site libre.

Fiche Technique de renforcement

Référence : vert

Chaînage vertical -

Création ou réparation d'un chaînage



Domaine de renforcement : ensemble du bâtiment

Types de bâtiments concernés : bâtiments à mur de maçonnerie

Caractéristiques mécaniques visées :

Transmission des efforts à la maçonnerie (cisaillement)

Confinement des blocs

Stabilité d'ensemble, liaison des murs

Avantages	Inconvénients
Evite la déstructuration du bâtiment	Travaux lourds Difficulté de la mise en œuvre Affaiblissement des murs pendant la phase de travaux Hétérogénéité de raideur Modification de la répartition des charges Risque de désordres locaux

Commentaires :

S'applique aussi à l'amélioration des chaînages existants. Plus adapté aux travaux de réhabilitation lourde

Le chaînage vertical nécessite un chaînage horizontal préalable. En cas d'absence de ce dernier, il faut prévoir de le réaliser aussi. Néanmoins, il semble plus pratique de réaliser d'abord le chaînage vertical.

Objectifs

Le but est de rendre le bâtiment non fragile. On cherche à lier ensemble tous les éléments de maçonnerie (blocs de béton ou briques) afin d'améliorer le comportement d'ensemble. Cette technique permet une redistribution des efforts lorsqu'une zone particulière est sollicitée. Pour être vraiment efficace, le chaînage doit être horizontal et vertical.

Précautions et limites d'utilisation :

Veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les coins.

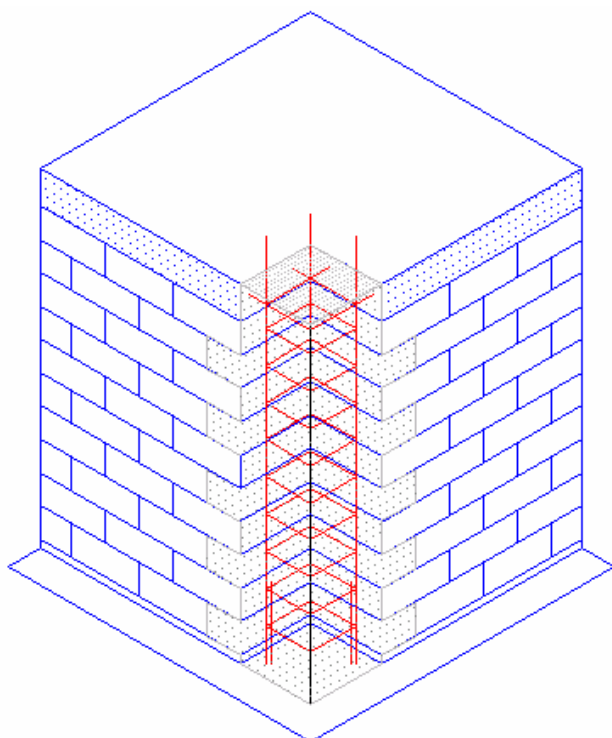
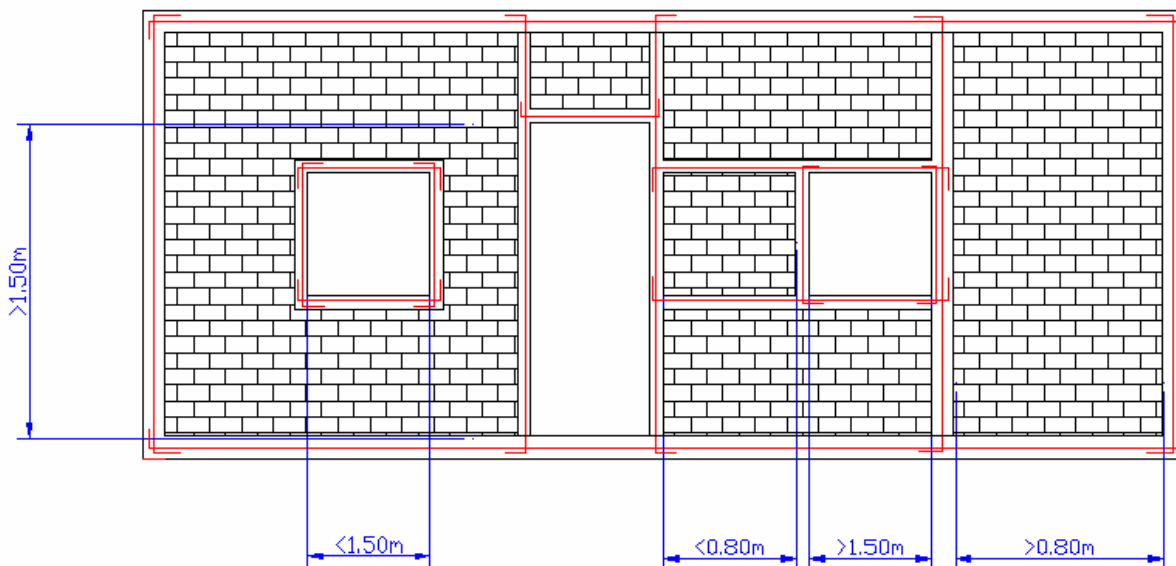
Prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés.

Soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

Mise en œuvre pratique:

Création d'un chaînage en béton

Il s'agit de techniques très lourdes. L'accès par l'intérieur est réservé aux cas de réhabilitation lourde en site libre. Les chaînages doivent être réalisés dans les angles et en partie courante de façon encadrer les grandes ouvertures. On rappelle ci-dessous le principe des chaînages verticaux donné dans le guide CP-MI Antilles (dans les zones de sismicité moyenne, ces exigences peuvent être abaissées) :



Par l'extérieur

Préparation :

Faire une saignée verticale d'une profondeur d'au moins 15 cm et une largeur de 20cm sur toute la hauteur du bâtiment. Veiller à faire apparaître les armatures des chaînages horizontaux afin de créer une liaison efficace au nœud. Dans le cas de bâtiments à dalle, cela implique de traverser celle-ci. Sceller des tiges verticales dans les fondations pour assurer une bonne transmission des efforts.

Exécution :

Ferrailler avec des armatures de poteau : armatures longitudinales (minimum

4HA10) et cadres (HA6 tous les 15cm). S'il n'y a pas suffisamment d'armatures dans le nœud de liaison avec la dalle ou le chaînage horizontal, sceller des tiges horizontales en veillant à atteindre le ferrailage horizontal avec une longueur de recouvrement suffisante. Dans tous les cas les longueurs d'ancrage et de recouvrement prévus par les règles PS 92 et BAEL 91 doivent être respectées. Les armatures longitudinales doivent être rectilignes sur toute la hauteur du bâtiment.

Coffrer sur la hauteur d'un niveau. Couler le béton et vibrer par l'extérieur. Le béton doit être assez fluide pour atteindre tous les points du coffrage et remplir les espaces dans les blocs cassés. L'efficacité de la liaison avec la maçonnerie en dépend. Veiller surtout au bétonnage correct du nœud. Le lendemain on peut passer au niveau supérieur.

Finitions :

Décoffrer et boucher les trous non comblés. Refaire les revêtements extérieurs.

Par l'intérieur

La démarche est similaire mais plus difficile du fait des problèmes d'accès. On se contentera de percer la dalle afin de faire passer les armatures de continuité.

Chaînage métallique

Les armatures sont cette fois extérieures au mur afin d'éviter de l'affaiblir. On souhaite solidariser les blocs en les confinant.

Par assemblage

On utilise des plats et des cornières de part et d'autre du mur. Ceux-ci sont ensuite reliés par des tiges filetées afin d'assurer la transmission des efforts et de confiner les blocs. Il faut s'assurer qu'il n'y a pas de risque de fissuration des blocs en contact avec les tiges sous l'effet des contraintes locales.

Par collage

Les mêmes éléments métalliques sont utilisés mais ils sont collés sur la maçonnerie. Leur dimension (largeur) est liée à la longueur d'ancrage nécessaire pour réaliser le collage.

Préparation :

Gratter le revêtement des murs à l'extérieur et à l'intérieur pour faire apparaître la maçonnerie à l'endroit du chaînage. Percer les dalles et les fondations pour faire passer des tiges de continuité.

Les sceller à la résine ou au mortier. Pour les plats assemblés, repérer les emplacements des tiges filetées et percer le mur.

Exécution :

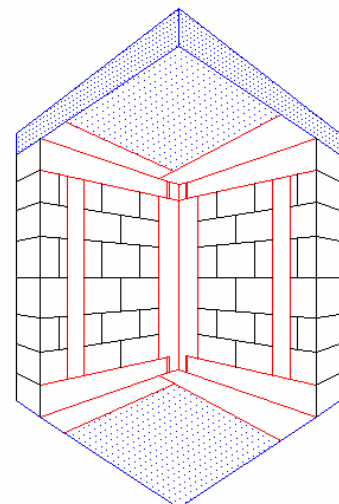
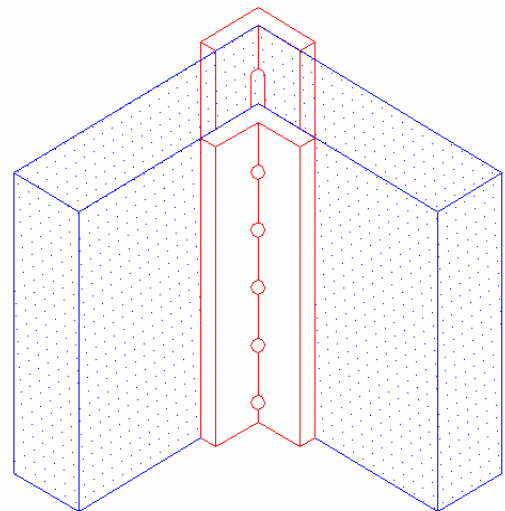
Placer les plats et souder les liaisons d'un même côté (entre plats ou avec les tiges de continuité). Boulonner les assemblages ou coller les plats (ne pas oublier d'appliquer une pression sur les plats pendant le collage).

Finitions :

Enduire ou peindre les plats pour les protéger de la corrosion. Poser les revêtements muraux et l'isolation.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique lourde.

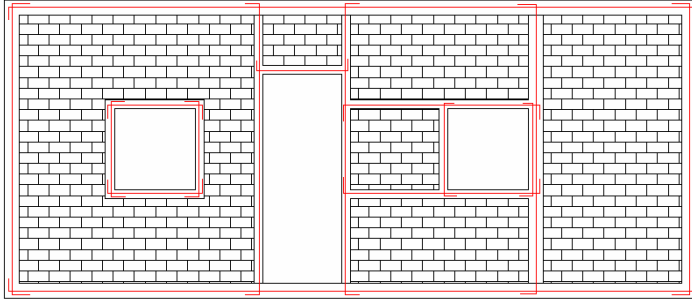


Fiche Technique de renforcement

Référence : enc

Encadrement des ouvertures

Création ou réparation de linteaux et de montants



Domaine de renforcement : ouvertures

Types de bâtiments concernés : bâtiments à mur de maçonnerie

Caractéristiques mécaniques visées :

Transmission des efforts à la maçonnerie (cisaillement)

Confinement des blocs

Avantages	Inconvénients
Évite la déstructuration du bâtiment Renforce les ouvertures, ce qui facilite l'évacuation du bâtiment après sinistre Possible en site occupé	Travaux assez lourds, mais locaux

Commentaires :

S'applique aussi à l'amélioration des chaînages existants. Plus adapté aux travaux de réhabilitation lourde. Peut être planifié par phase (pièce par pièce par exemple). Techniques de renforcement classiques.

Objectifs

On cherche à lier ensemble tous les éléments de maçonnerie (blocs de béton ou briques) afin d'améliorer le comportement d'ensemble. Cette technique permet une redistribution des efforts lorsqu'une zone particulière est sollicitée. Pour être vraiment efficace, le chaînage doit être horizontal et vertical. Souvent un linteau existe déjà, pour des raisons de facilité de la construction. Par contre, dans ce cas, il est très difficile de connaître le taux d'armatures a priori. Le principe de chaînage global d'un mur à ouvertures est donné par le schéma d'en-tête.

Précautions et limites d'utilisation :

Étayer les ouvertures.

Veiller au recouvrement suffisant des armatures dans les coins.

Prévoir des cadres de cisaillement régulièrement espacés lorsque les encadrements sont en béton armé.

Soigner la liaison entre le chaînage et les murs pour une bonne transmission des efforts.

Contrôler le retrait du béton et s'assurer qu'il ne remet pas en cause l'efficacité de l'encadrement.

Mise en œuvre pratique:

Préparation :

Ôter les huisseries. Mettre en place un échafaudage bas.

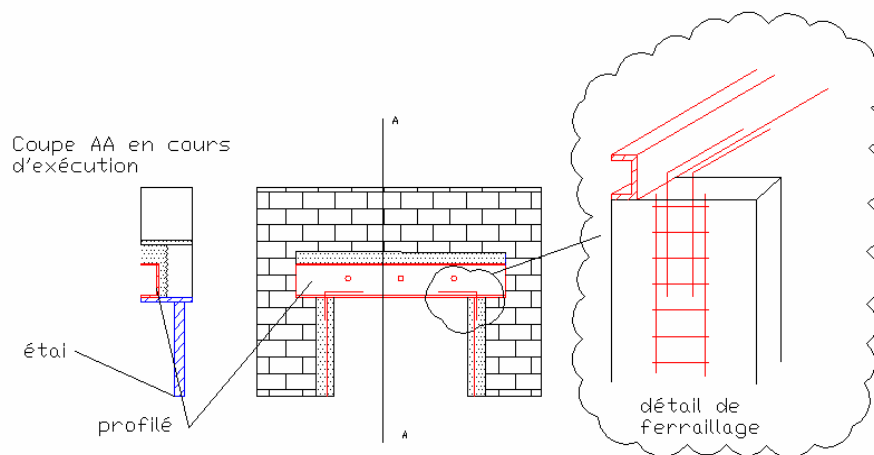
Exécution des travaux

En l'absence de linteau existant :

Mur fortement chargé : La descente de charges se fait par voûte de déchargement autour de l'ouverture. Il faut veiller à ne pas trop perturber la descente de charge pendant l'exécution. On procède par reprise en sous œuvre.

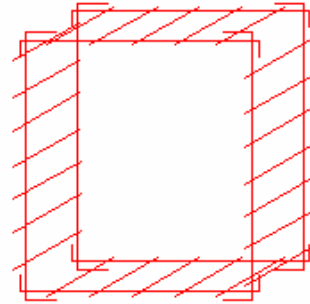
Linteau : On va le réaliser avec des profilés métalliques (IPE ou U) sur la demi-épaisseur du mur. Étayer la partie supérieure de l'ouverture sur une demi-épaisseur en pinçant une plaque qui servira de coffrage pour la face inférieure du linteau. Faire une engravure dans le mur sur l'autre demi épaisseur. Celle-ci doit être suffisamment large pour que le linteau fonctionne lorsqu'on creusera les jambages. Mettre en place le profilé. Bourrer de béton et veiller à ce qu'il pénètre partout et assure un bon contact entre la maçonnerie supérieure et le profilé. Laisser sécher suffisamment pour que le béton atteigne une résistance suffisante pour reprendre la descente de charge.

Déplacer les étais sous la partie qui vient d'être terminée. Procéder comme précédemment sur la partie restante et lier les profilés par des tiges filetées tous les 15 cm. Une fois que le béton a la résistance suffisante on peut passer à la réalisation des jambages.



Jambages : On exécute en une seule fois les jambages et le fond de l'encadrement sur toute la largeur. Casser la maçonnerie sur une dizaine de centimètres de profondeur. Rainurer le béton entre les profilés du linteau pour faire passer les armatures de liaison. Mettre en place les parois latérales du coffrage. Placer le ferrailage en scellant les armatures de liaison dans le linteau au mortier à prise rapide. Fermer le coffrage vertical en laissant une ouverture pour couler le béton. Couler le béton. Après séchage, enlever les étais et boucher les trous et enrober les profilés de béton (projeté sur du grillage à moutons).

Mur faiblement chargé : L'encadrement a seulement un rôle de solidarisation des blocs. On peut alors exécuter l'encadrement en une seule fois. Préparer le ferrailage complet. Elargir l'ouverture de 10 cm sur son périmètre. Placer les armatures. Coffrer et couler le béton. Pour assurer une bonne liaison en partie supérieure, boucher éventuellement l'espace entre le linteau et la maçonnerie avec du mortier ou de la résine après que le béton a effectué son retrait.



Avec un linteau existant :

Étayer le linteau existant. Élargir l'ouverture pour réaliser les jambages et la semelle. Piquer le linteau pour faire apparaître les armatures sur une dizaine de centimètres au droit des jambages. S'il s'agit d'un linteau métallique, procéder comme dans le premier cas. Placer les armatures et les armatures de liaison. Sceller ces dernières au mortier. Coffrer et couler comme précédemment.

ferrailage d'une fenêtre

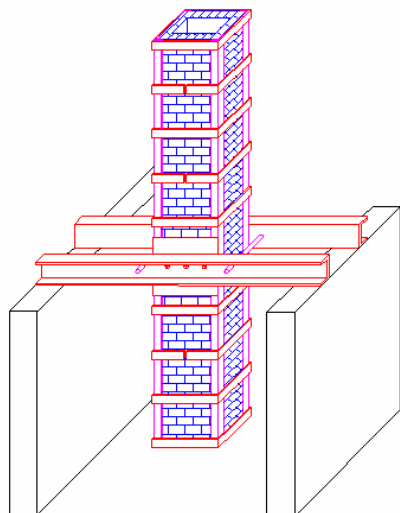
Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

La création de linteaux est relativement courante en réhabilitation classique. Le fonctionnement correct des encadrements est très lié à la qualité d'exécution. Une mise en charge trop rapide peut fissurer le béton ou désolidariser la maçonnerie, ce qui rendrait inutile les travaux. Dans la technique de base, on réduit les délais lorsqu'on renforce plusieurs ouvertures, puisque le séchage est fait en temps masqué. Prévoir le remplacement des huisseries.

Fiche Technique de renforcement

Référence : ssec

Renforcement de la structure secondaire :
Cheminées, balcons, marquises,
éléments de façade



Domaine de renforcement : **structure secondaire**

Types de bâtiments concernés : **tous bâtiments**

Caractéristiques mécaniques visées :

Non effondrement partiel

Avantages	Inconvénients
Petits travaux extérieurs Peut éviter des victimes Diagnostic simple	Risque souvent sous évalué

Commentaires :

Fait appel à des techniques de renforcement classique et simples.

Objectifs :

Il s'agit d'éviter la fragilité des éléments de structure secondaire dont la chute pourrait affecter la structure principale ou faire des victimes.

Précautions et limites d'utilisation :

Ces dispositions sont à prendre avant toutes autres mesures plus importantes visant la structure principale. Cependant elles ne garantissent pas la tenue de cette dernière.

Mise en œuvre pratique:

Diagnostic :

Repérer tous les éléments de structure secondaire présentant un risque d'effondrement. Chercher les moyens de prévention existant (liaisons, dispositifs de retenue). Dans le cas

d'insuffisance de ces dispositions, élaborer une stratégie de renforcement en tenant compte des effets secondaires (report de charges, forces ponctuelles...).

Renforcements courants :

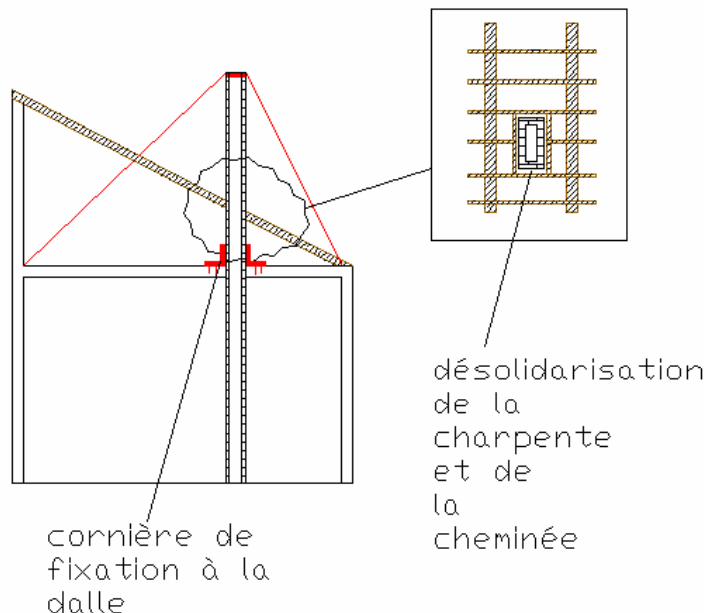
Haubanage des antennes

Il est nécessaire dans le cas d'antennes de grande hauteur et lourde. Leur chute pourrait endommager la toiture et provoquer des effondrements en chaîne. Les haubans doivent être fixés sur la structure principale (murs ou charpente) à des endroits qui ne seront pas déstabilisés par le report de charges ponctuelles. On placera au moins 4 haubans pour garantir une certaine hyperstaticité.

Renforcement des cheminées

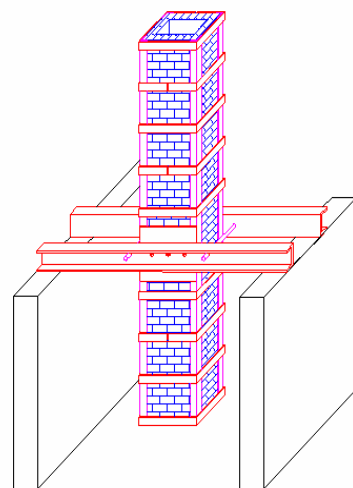
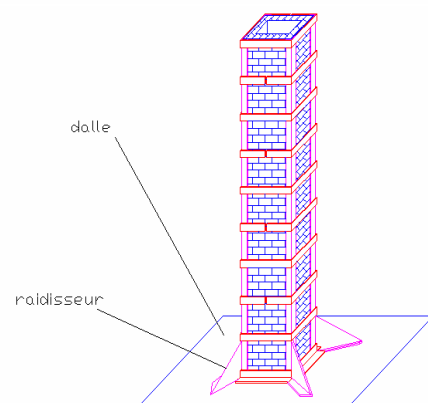
Lorsque des cheminées perforent la toiture ou tombent dans la rue, elles peuvent faire des victimes. Le problème est dû à deux facteurs principaux : le poids des cheminées par rapport à la charpente (charpente en bois) et leur élancement (cas des toits de forte pente). Elles subissent un effet coup de fouet à cause de la différence de raideur avec la structure principale.

Une première solution si le poids de la cheminée n'est pas préjudiciable (ou si elle est autostable) est de l'hauber en tête et de la solidariser à la charpente au niveau de l'interface. Les haubans sont liés à la cheminée par un collier métallique. L'ancrage des haubans doit se faire sur des éléments de



structure principale capable de reprendre les tractions (refend, poteaux) ; l'ancrage en travée sur une poutre crée des moments négatifs pour lesquels il faut vérifier le ferrailage. Cette solution est néanmoins peu esthétique.

On peut aussi armer la maçonnerie par un chemisage externe de manière à la rendre capable de reprendre les efforts liés à cet effet coup de fouet. On applique alors les méthodes du chemisage des poteaux. Un matériau composite ne peut être utilisé en raison de sa vulnérabilité à la chaleur (en plus de son coût). Le chemisage par cornières métalliques semble le plus indiqué. On veillera à protéger les éléments métalliques, par exemple par un revêtement adapté peu sensible à la chaleur (peinture, armatures galvanisées, béton...). Il faut veiller à prolonger les armatures jusqu'à la dalle la plus proche et les y ancrer pour former une liaison encastree. En effet la formation d'une rotule dans la cheminée provoquerait son effondrement.



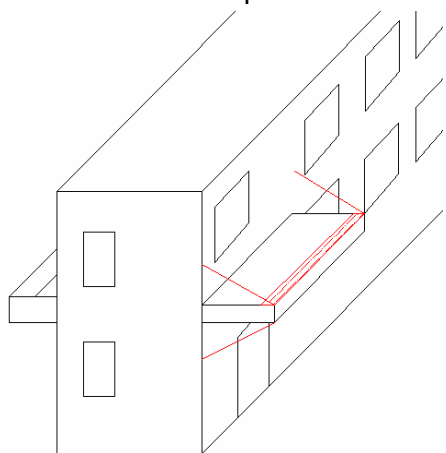
Une autre possibilité consiste à remplacer le conduit en maçonnerie par un conduit en tube métallique plus léger. On veillera à bien le solidariser avec la toiture. Cette solution est à privilégier si la hauteur de la cheminée par rapport à la première dalle disponible est grande. Une cheminée lourde devrait reprendre des efforts trop importants.

Si cette solution n'est pas envisageable, il faut créer un appui intermédiaire pour réduire la hauteur de console

de la cheminée. Le renforcement du moment résistant est fait par chemisage comme précédemment. On peut envisager de créer de part et d'autre du conduit, deux poutres parallèles en béton (coulé en place ou préfabriquées, par exemple précontrainte) au dessus du plancher haut en bois et de les lier aux refends les plus proches. Il faut les dimensionner de manière à reprendre des moments en milieu de travée (positifs ou négatifs). Si on ne peut utiliser qu'une poutre, il faut aussi la calculer en torsion ; dans ce cas on privilégiera les sections symétriques. On peut aussi utiliser des profilés métalliques. On veillera particulièrement à la liaison entre les poutres et le conduit, par exemple en soudant une plaque métallique sur les cornières où on viendra visser les poutres (voir schéma). Ensuite, une fois les poutres posées, on les solidarise par des tirants légèrement tendus afin d'éviter les tractions perpendiculaires au conduit et assurer un travail homogène en torsion.

Renforcement des porte-à-faux

Des éléments de décoration en porte-à-faux peuvent atteindre des poids relativement importants. Leur chute peut être mortelle ou bloquer les issues de secours. On suppose que le ferrailage est insuffisant pour reprendre l'augmentation d'accélération verticale due à l'effet dynamique de la surpression (augmentation du moment de console, inversion du moment).



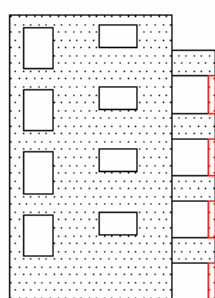
On peut décider de supprimer le porte-à-faux en créant des poteaux aux extrémités. On veillera à répartir la charge ponctuelle provoquée par la présence du poteau sur l'élément (risque de perforation), par exemple en réalisant une poutre. Il peut s'agir aussi de renforcer des poteaux existants sous-dimensionnés. On vérifiera aussi que les fondations de ces poteaux sont satisfaisantes.

Une autre solution consiste à utiliser des haubans associés à un système de répartition des efforts. Cette

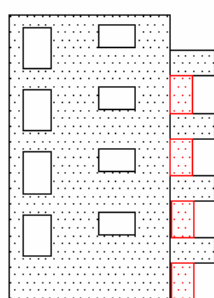
solution est efficace pour les accélérations vers le bas. Si le soulèvement est risqué, il faut doubler le système de haubans.

Renforcement des balcons

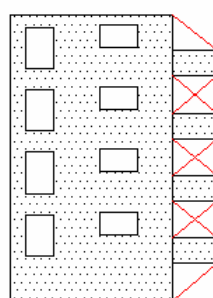
Ce sont des porte-à-faux qui sont souvent lourdement chargés. On peut les renforcer par l'ajout de poteaux sur toute la hauteur, l'ajout de voiles latéraux ou la triangulation des cotés.



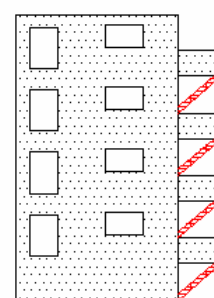
ajout de
poteaux



ajout
devoiles



haubanage

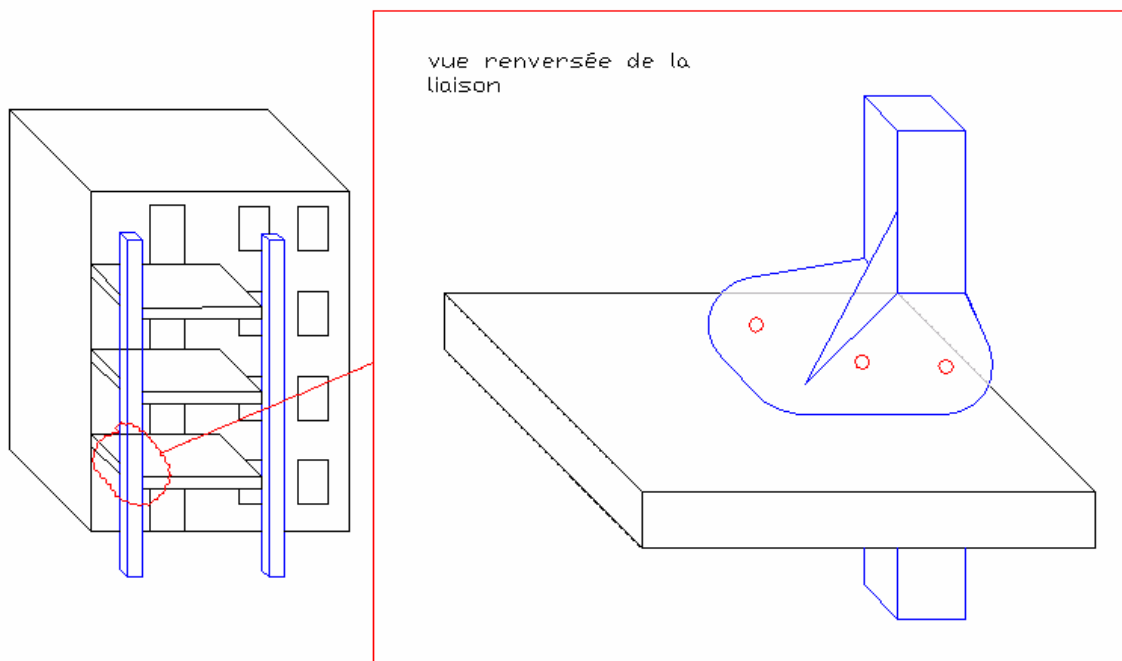


triangulation

Dans tous les cas on veillera à l'interaction avec la structure existante et aux fondations éventuelles (poteaux, voiles). Dans ces deux derniers cas les travaux sont importants et le coulage peut présenter des difficultés.

Si on opte pour l'ajout de poteaux, le ferrailage du balcon risque de devenir insuffisant car les armatures sont disposées à l'origine pour reprendre un moment négatif, maximal à l'encastrement. Or après ajout des poteaux, le moment maximal est positif et se situe en milieu

de travée. On peut envisager de renforcer cette partie par du composite collé en plaques en milieu de travée (entre les poteaux et entre les poteaux et la façade). La liaison des têtes de poteaux et des balcons doit être soignée pour éviter le soulèvement ou le poinçonnage. On doit enfin garantir la continuité des armatures longitudinales si ces poteaux sont en béton armé. On peut palier en partie à ce problème en envisageant des poteaux métalliques (éventuellement pourvu d'un habillage pour le traitement esthétique). Ces poteaux sont continus et sont placés contre le balcon. La liaison au balcon se fait par un gousset soudé au poteau.



Lorsqu'on ajoute des voiles sur toute la profondeur des balcons, la distribution des moments est aussi modifiée. Il faudra peut-être renforcer en travée de la même manière que précédemment mais seulement dans le sens de la largeur. Etant donné la pauvreté du ferrailage en rive d'une dalle en console, la liaison entre le nouveau voile et la dalle risque de poser problème, même si on ne considère qu'un appui ponctuel (épaufrure du béton, fissuration).

Les deux dernières techniques présentent les mêmes difficultés que pour l'ajout de poteau : il faut traiter les singularités liées aux liaisons et à la redistribution des efforts. Ces dernières méthodes sont néanmoins plus légères.

Façades préfabriquées

Il faut garantir leur stabilité et leur maintien en place. Elles doivent être accrochées aux quatre coins avec deux attaches fixes (haut) et deux attaches mobiles ou ductiles (bas). Ainsi ce système permet un mouvement des façades et les maintient en place après sinistre. Lors de celui-ci tout ce passe comme si les façades étaient suspendues par le haut. Il faut dimensionner les attaches fixes en conséquence. Prévoir un dispositif anti-désolidarisation (ou de retenue, de type lien par câble court) afin de retenir les façades en cas de rupture des attaches.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique relativement rapide et ne nécessitant généralement que des travaux extérieurs. Ceux-ci peuvent être intégrés aux frais de maintenance ou de rénovation du bâtiment.

Fiche Technique de renforcement

Référence : ens1

Solidarisation des éléments de structure par
Ajout de précontrainte extérieure



Domaine de renforcement : ensemble du bâtiment

Types de bâtiments concernés : tous bâtiments

Caractéristiques mécaniques visées :

Augmentation du moment résistant (poutres ou planchers)

Augmentation de l'effort tranchant

Torsion : Solidarisation d'ensemble (anti-basculement des murs, solidarisation du bâtiment en un seul bloc (cas des joints de dilatation))

Liaison mur fondations

Diminution du basculement d'ensemble

Réduction de la traction dans les murs (fissures horizontales dues à l'accélération horizontale)

Avantages	Inconvénients
Diminution de l'effet de torsion Répartition des efforts horizontaux	Nécessite un calcul complet du bâtiment Tracé du câble fixé par l'effet recherché Travaux lourds Pertes de précontraintes sensibles aux déformations de la structure (fluage, déformation des murs de maçonnerie par glissement)

Commentaires :

Technique courante en génie civil (renforcement et construction des ponts)

Précautions et limites d'utilisation :

Ancrage des câbles.

Modification du cheminement des efforts.

Concentration de contraintes au niveau des ancrages.

Soulèvement des fondations.

Surcharge du mur.

Mise en œuvre :

Deux effets principaux :

Solidarisation du bloc : tracé rectiligne.

Augmentation du moment résistant d'une poutre : tracé polygonal. La présence de déviateurs augmente les pertes de précontraintes. L'augmentation du moment résistant et la reprise du cisaillement dépendent du tracé du câble.

Dispositifs d'ancrage : plaques métalliques ou tête d'ancrage classique si on peut la noyer le mur. On peut aussi utiliser une longrine d'extrémité.

Préparer l'accès aux fondations (renforcement des murs). Créer le tracé du câble (forage, précontrainte extérieure symétrique (intérieur du extérieur mur). Positionner et mettre en tension le câble.

Éléments à prendre en compte dans le calcul du coût de renforcement :

Technique courante, surtout en génie civil. Connaît déjà des applications dans le bâtiment. Le recours à une entreprise spécialisée est indispensable. L'accessibilité des fondations et la géométrie du bâtiment sont déterminantes. Des renforcements annexes sont à envisager du fait du report des charges.

Annexe D : Glossaire

Fréquence propre : la fréquence propre d'un système est la fréquence à laquelle oscille ce système lorsqu'il est en évolution libre, c'est-à-dire sans force excitatrice extérieure ni forces dissipatives (frottements ou résistances par exemple). Cette notion est fondamentale pour comprendre les phénomènes d'oscillation et de résonance. La période propre est l'inverse de la fréquence propre.

Détonation : onde de combustion extrêmement violente, qui se propage à une vitesse supersonique. La détonation se produit dans un mélange homogène de gaz combustible et de comburant, ou prémélange, mais aussi dans des explosifs condensés. Elle est constituée par une onde de choc se propageant dans le mélange, immédiatement suivie par une zone de réaction où se produit la combustion.

Déflagration : ensemble des phénomènes consécutifs au passage rapide d'un front de réaction, le plus souvent d'un front de flamme (combustion d'un gaz ou d'une vapeur), au travers d'un mélange de combustible et de comburant, ou prémélange.

Annexe E : Références

- Rapport CSTB : vulnérabilité des structures de bâtiments vis-à-vis des explosions extérieures. DGUHC 2002.
- Rapport CSTB-VINCI-SECHAUD-DYNAMIQUE CONCEPT-PX DAM : Guide méthodologique relatif au renforcement des bâtiments existants (guide RGPU). DRAST 2005.