

Alain Popinet

La réhabilitation des structures des bâtiments anciens

Matériaux – Calculs – Diagnostic et réhabilitation



Editions Le Moniteur

Sommaire

Avant-propos 7
Introduction 9

Partie 1 **Matériaux** 13

1 Caractéristiques et pathologies des matériaux 15

Partie 2 **Mise en œuvre et dimensionnement des éléments constructifs** 67

2 Fondations 69

3 Éléments verticaux 93

4 Éléments horizontaux 157

5 Charpentes et toitures 211

Partie 3 **Réhabilitation** 245

6 Principes de réhabilitation des structures 247

7 Exemples de réhabilitations ou de justifications des structures 315

Annexes 367

Bibliographie 409
Index 411
Table des matières 417

Avant-propos

Revenons aux fondamentaux

Nous ne saurions introduire le présent ouvrage sans exprimer nos plus vifs remerciements à MM. Kremer et Rouvillois des Éditions du Moniteur, qui nous ont fait confiance pour ce nouveau projet, et avec qui nous avons eu le plaisir de collaborer lors de sa rédaction ces 3 dernières années.

Après notre précédent traité consacré à la maçonnerie ancienne[1], nous avons eu l'opportunité de rédiger ce nouvel ouvrage consacré à la connaissance structurelle et à la réhabilitation du patrimoine ancien, dans lequel nous avons intégré l'ensemble des techniques constructives usuelles associées aux règles de calcul employées jusque dans les années 1950.

Outre un rappel général et synthétique sur le matériau pierre et une présentation des principales règles de calcul en maçonnerie, ce livre a pour vocation non seulement de permettre une connaissance des propriétés des matériaux bois, béton et métal et de l'évolution des règles de calcul à travers les époques, mais également de fournir des exemples concrets d'interventions en vue de restaurer ou renforcer les ouvrages anciens.

Nous avons également proposé des exemples de corrélations entre les règles anciennes et d'autres plus récentes qui nous ont paru les plus pertinentes, ou les plus facilement utilisables, dans les cas les plus courants d'un diagnostic ou d'une justification par le calcul.

Certains émettront peut-être quelques réserves à nous voir jongler avec les règles BAEL 83 et 91, l'Eurocode 6, les règles CM 66 et CB 71, l'Eurocode 2 et l'Eurocode 5. Or, le but du présent livre n'est pas de constituer un recueil de codes de calculs (que d'autres ouvrages développent de manière très qualitative), mais plutôt de proposer des exemples précis de calculs issus de méthodes développées sur des projets concrets dans lesquels elles ont fait consensus, tant de la part des bureaux d'études que des bureaux de contrôle. Notre objectif est ainsi de permettre de vérifier la résistance résiduelle des constructions avec pragmatisme et bon sens, en se basant sur une bonne détermination des propriétés des matériaux et une connaissance de l'approche dimensionnelle de l'époque de construction.

Notre propos d'ingénieur structure exerçant depuis 30 ans serait – sans chercher en aucun cas à nous poser en donneur de leçons ou à nous laisser aller à une quelconque forme de nostalgie – de proposer aux enseignants, architectes, ingénieurs et entrepreneurs, qu'ils soient débutants ou expérimentés, ayant vocation à intervenir en étude, en contrôle technique ou sur chantier, de revenir à ce que nous appellerions les fondamentaux.

Tout d'abord, le concepteur doit garder à l'esprit que tout ce qu'il dessine doit pouvoir se construire, et que les techniques de mise en œuvre dans les ouvrages anciens font nécessairement appel à des moyens de levage et de manutention forts différents des pratiques en ouvrages neufs. Aussi, tout concepteur doit se demander si le procédé envisagé peut être réalisé sur le bâtiment sans impliquer de travaux supplémentaires ni une complexité extrême d'exécution.

Les concepteurs et constructeurs doivent ensuite, avant toute intervention, s'interroger sur la connaissance qu'ils ont de l'ouvrage, et notamment sur la mise à disposition d'un rapport de diagnostic le plus complet et exhaustif possible. Nous attirons l'attention des maîtres d'ouvrage qui souhaiteraient faire l'économie d'un diagnostic complet et qui, par méconnaissance du bâti, seraient amenés à engager de lourdes dépenses à la suite de découvertes fâcheuses en cours de chantier.

Quel que soit leur rôle dans l'acte de restaurer, renforcer ou réhabiliter, le concepteur, le contrôleur et l'entrepreneur doivent se souvenir qu'un calcul représente une confirmation de leur intuition, mais ne se suffit jamais à lui seul. Certes, le calcul d'une capacité portante ou d'une

(1) Popinet (Alain), *Traité de maçonnerie ancienne*, Éd. du Moniteur, 2018.

connexion d'un plancher nécessite toujours le recours à un calcul précis. Vouloir justifier par le calcul un ouvrage sans disposer d'une analyse de son état peut conduire à réfuter sa tenue alors qu'il a résisté aux siècles ; or, ce réflexe est particulièrement courant chez les contrôleurs techniques que nous côtoyons au quotidien.

En outre, nous ne pouvons que déplorer le temps passé sur les chantiers à gérer moins des questions techniques que des débats financiers stériles, d'autant qu'une analyse technique partagée et de bon sens peut souvent générer à la fois des économies et un gain de temps. Nous rencontrons ainsi au quotidien de jeunes conducteurs de travaux formés au précontentieux et passant le plus clair de leur temps à chercher des travaux supplémentaires afin de justifier des devis, plutôt qu'à assurer le contrôle qualité basique inhérent à leur fonction.

Enfin, nous exprimons toute notre reconnaissance aux équipes travaux, maîtres d'œuvre, conducteurs, chefs de chantier et compagnons qui œuvrent au quotidien pour la préservation de notre patrimoine, dans des conditions techniques et financières souvent difficiles. Cet ouvrage n'aurait pu se faire sans leur concours, et leur est dédié…

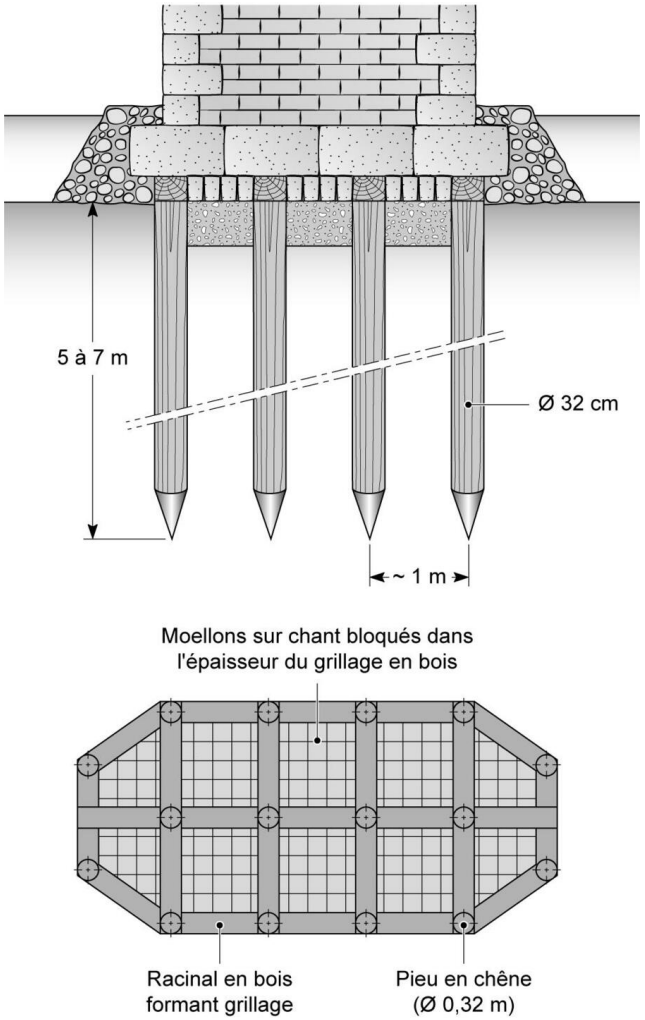


Fig. 2.20. Fondation sur pieux en bois en zone aquatique

2.3 Fondations en béton

2.3.1 Fondations superficielles

2.3.1.1 Dimensionnement

Les fondations superficielles sont de type semelle en rigole, à redans ou en glacis. Les semelles en rigole ou en redans diffèrent assez peu des fondations superficielles en pierre. Celles-ci ne sont pas nécessairement armées.

À partir des années 1950, les armatures des fondations se sont généralisées. Alors que la plupart des semelles superficielles sont rectangulaires depuis les années 1980, les semelles en béton antérieures ont des formes évasées « en tronc de pyramide » (photo 2.7).



Photo 2.7. Fondation superficielle en tronc de pyramide d'un immeuble en béton (années 1960)

Les formules usuelles présentées ci-dessous peuvent être utilisées, qu'il s'agisse de justifier une fondation ancienne en béton, de créer de nouvelles fondations sous un bâtiment existant ou d'élargir des fondations existantes. Il est toutefois nécessaire de connaître les pressions admissibles sur le sol et de retrouver les études existantes – ou, à défaut, d'avoir recours à une nouvelle étude.

En l'absence de telles études, on peut se baser sur le tableau suivant issu d'un article de M. Delesques dans la *Rubrique du praticien*(5) (tab. 2.1).

Tab. 2.1. Pressions admissibles courantes en fonction du type de sol

Type de sol	Pression admissible (MPa)
Roche	1,5
Argile schisteuse saine	0,5
Gravier ou sable compact	0,5
Sable moyen	0,2
Argile dure	0,3
Argile moyenne	0,08
Argile molle	0,04

Enfin, le calcul d'une descente de charge sur les fondations les plus chargées du bâtiment permet de connaître de façon empirique l'ordre de grandeur de la pression admissible sur le sol.

Pour les sols argileux, s'il s'agit de fondations neuves, il faut avoir recours à un géotechnicien pour évaluer les tassements.

(5) Delesques (Robert), « Longueur de flambement d'un poteau dont le déplacement en tête est retenu élastiquement », *Rubrique du praticien*, *Revue CTICM*, n° 3, 1980.

Données du calcul

Le massif et ses dimensions sont représentés sur la figure 2.21.

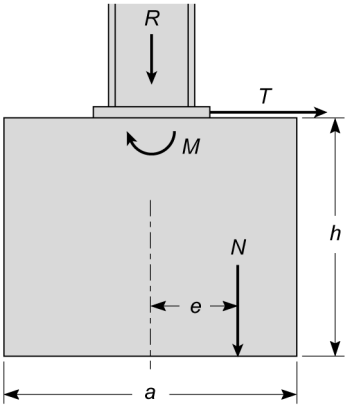


Fig. 2.21. Schéma du massif de fondations

L'effort vertical N (N) en pied de poteau ou de mur est calculé comme suit :

$$N = Q + \text{poids du massif}$$

$$N = Q + a \cdot b \cdot h \cdot \rho_{\text{béton}}$$

Soit une masse volumique du béton = 24 000 N/m^3 :

$$N = Q + a \cdot b \cdot h \times 24\,000$$

avec :
N : effort vertical résultant en pied de massif (N) ;
Q : effort vertical non pondéré (N) ;
a et b : dimensions en plan du massif (m) ;
h : hauteur du massif (m).

L'excentrement de la charge e (m) en pied de poteau ou de mur est calculé comme suit :

$$e = \frac{M_0}{N}$$

$$\text{et } M_0 = M + T \cdot h$$

avec :
M : moment de flexion en pied de poteau ou de mur (moment d'encastrement en pied de charpente métallique) (N.m) ;
T : effort tranchant en pied de poteau ou de mur (dû au vent, à la poussée des terres, effort horizontal en pied de charpente…) (N).

Si $e < a/6$, l'effort reste dans le 1/3 central, ce qui signifie que toute la surface de la fondation est comprimée. La pression p (Pa) sur le bord le plus défavorisé est :

$$p = \frac{N}{a \cdot b} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{a}\right)$$

Si $a/3 > e > a/6$, l'effort sort du 1/3 central ; une partie du terrain sous la semelle est décomprimée et la répartition des contraintes est triangulaire. La pression p (Pa) sur le bord le plus défavorisé est :

$$p = \frac{2 \times N}{3 \times \left(\frac{a}{2} - e\right) \times b}$$

Si $e > a/3$, soit la fondation est élargie, soit les faces latérales sont mobilisées.

La mobilisation des faces latérales peut être utile, par exemple dans le cas d'une charpente métallique ou d'un portique béton que l'on surcharge et qui naturellement exerce un effort vertical et horizontal plus important.

Cette possibilité doit être prise avec précaution car elle interdit tout terrassement à proximité de la fondation. Elle est pertinente pour les massifs en béton coulés « pleine fouille », à la différence de massifs coffrés et remblayés latéralement (fig. 2.22).

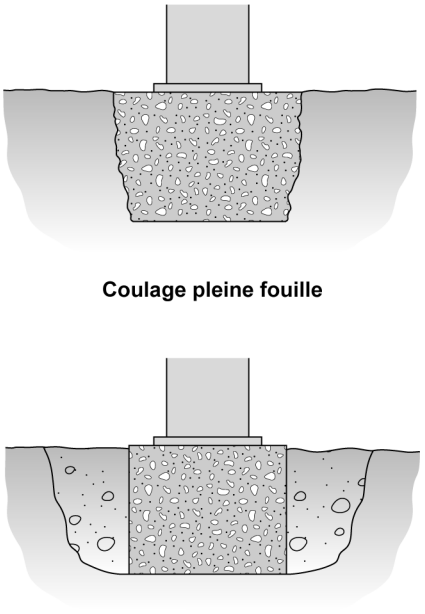


Fig. 2.22. Massif coulé pleine fouille et massif remblayé

Les formules suivantes, issues de la *Rubrique du praticien*, permettent d'obtenir la pression en fond et la pression latérale avec une approximation suffisante.

Les règles suivantes sont à respecter :
• soit le massif n'est mobilisé que sur une hauteur h_1 (m) mesurée depuis la base du massif (fig. 2.23) :
– $h_1 < 9/10$ entre la base du massif et la hauteur du sol,

– h_1 < distance entre la base du massif et le niveau supérieur du terrain en place (à l'exclusion de la terre végétale, du remblai…),
– sur toute la hauteur de h_1, le massif est coulé pleine fouille ;
• soit le vide est comblé par un remblai compacté de résistance à la compression au moins égale à la pression admissible sur le sol.

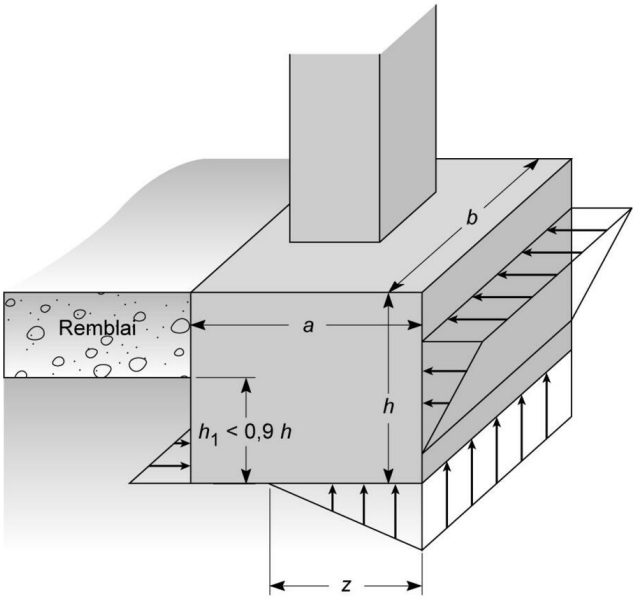


Fig. 2.23. Détermination de h_1

Si N est relativement important vis-à-vis du moment de flexion et que la semelle est entièrement comprimée, c'est-à-dire :

$$N \geqslant \frac{6 \times M_0 \cdot a^2}{{h_1}^3 + a^3}$$

on trouve alors :
– pression maximale sur le sol Γ_s (Pa) :

$$\Gamma_s = \frac{N}{a \cdot b} \times \left(1 + \frac{6 \times a^3}{{h_1}^3 + a^3} \times \frac{M_0}{a \cdot N}\right)$$

– pression maximale latérale Γ_l (Pa) :

$$\Gamma_l = \frac{T}{b \cdot h_1} + \frac{6 \times M_0 \cdot h_1}{b \cdot \left({h_1}^3 + a^3\right)}$$

EXEMPLE

Massif peu épais avec un excentrement relativement important

Prenons l'exemple d'un massif en pied de charpente métallique soumis aux charges suivantes :
Q = 300 000 N (30 t) ;
T = 40 000 N (4 t) ;
M = 50 000 N.m (5 t.m).
Ce poteau repose sur un massif béton de 1,20 × 1,20 × 0,60 (hauteur) m de masse volumique ρ = 24 000 N/m^3 (2,4 t/m^3).
Le sol porteur est un gravier compact avec une portance de 0,5 MPa.
Le massif est coulé pleine fouille.
La charge verticale N (N) est donc :

$$N = 300\,000 + 1{,}2 \times 1{,}2 \times 0{,}6 \times 24\,000 = 320\,000$$

On détermine M_0 le moment de renversement en pied de poteau :
M_0 = 50 000 + 40 000 × 0,6 = 74 000 N.m ;
e = 74 000/320 000 = 0,23 m ;
e > 1,2/6.
On trouve la contrainte p (MPa) au sol :

$$p = \frac{2 \times N}{3\left(\frac{a}{2} - e\right) \cdot b} = 0{,}48$$

soit p = 4,8 bar.
Dans le cadre d'une réhabilitation, on vient surcharger le portique. Les nouvelles charges sont alors :
Q = 370 000 N ;
T = 45 000 N ;
M = 55 000 N.m ;
N = 391 000 N ;
M_0 = 82 000 N.m ;
e = 0,21 m.
En reproduisant le calcul précédent, on trouve :

$$p = 0{,}53 \text{ MPa}$$

soit p > 0,5 MPa.
Avant d'envisager de renforcer la fondation, on peut regarder si celle-ci est justifiable en mobilisant les faces latérales du massif :

$$N \geqslant \frac{6 \times M_0 \cdot a^2}{{h_1}^3 + a^3} = \frac{6 \times 82\,000 \times 1{,}2^2}{(0{,}9 \times 0{,}6)^3 + 1{,}2^3} = 376\,000$$

On calcule la contrainte Γ_s (MPa) sous la semelle :

$$\Gamma_s = \frac{39{,}1 \cdot 10^4}{1{,}2 \times 1{,}2} \times \left(1 + \frac{6 \times 1{,}2^3}{0{,}54^3 + 1{,}2^3} \times \frac{8{,}2 \cdot 10^4}{1{,}2 \times 39{,}1 \cdot 10^4}\right) = 0{,}53$$

soit Γ_s > 0,5 MPa.
La faible hauteur de la semelle ne permet donc pas de réduire significativement la contrainte au sol !
Puis on calcule la contrainte Γ_l (MPa) sur la face latérale :

$$\Gamma_l = \frac{4{,}5 \cdot 10^4}{1{,}2 \times 0{,}54} + \frac{6 \times 8{,}2 \cdot 10^4 \times 0{,}54}{1{,}2\left(0{,}54^3 + 1{,}2^3\right)} = 0{,}19$$

soit Γ_l < 0,5 MPa.

EXEMPLE

Massif épais avec un excentrement faible

Prenons l'exemple d'un massif en pied de charpente métallique soumis aux charges suivantes :
Q = 400 000 N ;
T = 20 000 N ;
M = 25 000 N.m.
Ce poteau repose sur un massif béton de 1,20 × 1,20 × 1 (hauteur) m de masse volumique ρ = 24 000 N/m^3.
Le sol porteur est un gravier compact avec une portance de 0,5 MPa.
Le massif est coulé pleine fouille.
La charge verticale N (N) est donc :

$$N = 400\,000 + 1{,}2 \times 1{,}2 \times 1 \times 24\,000 = 435\,000$$

On en déduit M_0 le moment de renversement en pied de poteau :
M_0 = 25 000 + 20 000 × 1 = 45 000 N.m ;
e = 45 000/435 000 = 0,1 m ;
e > 1,2/6.

On trouve la contrainte p (MPa) au sol :

$$p = \frac{N}{a \cdot b} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{a}\right) = 0,45$$

Dans le cadre d'une réhabilitation, on vient surcharger le portique. Les nouvelles charges sont alors :

Q = 420 000 N ;

T = 25 000 N ;

M = 35 000 N.m ;

N = 455 000 N ;

M_0 = 60 000 N.m ;

e = 0,13 m.

En reproduisant le calcul précédent, on trouve :

$$p = 0,52 \text{ MPa}$$

soit $p > 0,5$ MPa.

Avant d'envisager de renforcer la fondation, on peut regarder si celle-ci est justifiable en mobilisant les faces latérales du massif :

$$N \geqslant \frac{6 \times M_0 \cdot a^2}{{h_1}^3 + a^3} = \frac{6 \times 60\ 000 \times 1,2^2}{(0,9 \times 1)^3 + 1,2^3} = 210\ 000 \text{ N}$$

On calcule la contrainte Γ_s (MPa) sous la semelle :

$$\Gamma_s = \frac{45,5 \cdot 10^4}{1,2 \times 1,2} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,2^3}{0,9^3 + 1,2^3} \times \frac{6 \cdot 10^4}{1,2 \times 45,5 \cdot 10^4}\right) = 0,46$$

soit $\Gamma_s < 0,5$ MPa.

La hauteur de la semelle permet de réduire la contrainte au sol.

Puis on calcule la contrainte Γ_l (MPa) sur la face latérale :

$$\Gamma_l = \frac{2,5 \cdot 10^4}{1,2 \times 0,9} + \frac{6 \times 6 \cdot 10^4 \times 0,9}{1,2\left(0,9^3 + 1,2^3\right)} = 0,13$$

soit $\Gamma_l < 0,5$ MPa.

Dans le cas d'un léger dépassement avec une semelle assez haute, la prise en compte de la pression latérale permet de justifier le massif si les nouvelles surcharges sont faibles.

Si N est relativement faible vis-à-vis du moment de flexion, la semelle n'est que partiellement comprimée, c'est-à-dire :

$$N < \frac{6 \times M_0 \cdot a^2}{{h_1}^3 + a^3}$$

On détermine la longueur comprimée de la semelle z en résolvant l'équation :

$$\left(\frac{z}{a}\right)^3 + 3\left(\frac{M_0}{a \cdot N} - 0,5\right) \times \frac{z}{a} - \frac{{h_1}^3}{2 \times a^3} = 0$$

On trouve Γ_f (Pa) la pression maximale sur le fond :

$$\Gamma_f = \frac{2 \times N}{b \cdot z}$$

On trouve Γ_l (Pa) la pression latérale maximale :

$$\Gamma_l = \frac{T}{b \cdot h_1} + \frac{N \cdot h_1}{b \cdot z^2}$$

En fonction de l'habitude du constructeur ou du concepteur, les fondations superficielles peuvent prendre plusieurs formes (rectangle, redans…) (fig. 2.24).

À partir des années 1920, les fondations superficielles sur les sols rocheux et les graviers sont réalisées en maçonnerie ou en béton « maigre », c'est-à-dire avec du béton et des cailloux pilonnés par couches de 10 à 20 cm, les largeurs étant de 40 cm à 1 m. Il s'agit d'un béton assez grossier, parfois à base de chaux. Afin de donner un effet de chaînage, ces fondations sont parfois munies de barres de fer sous forme de plats métalliques de 40 à 50 mm sur 9 mm d'épaisseur munis d'œillets dans les angles (fig. 2.25) à travers lesquels des barres de 50 à 80 cm de haut sont passées. Malheureusement, le béton de chaux s'opposant assez peu à la corrosion des aciers, l'effet de chaînage peut se dégrader, provoquant une dislocation du chaînage et générant des fissures dont l'origine est délicate à détecter. Ces fondations en béton de chaux armées de façon aléatoire n'ont pas la résistance ni la tenue des fondations en béton armé dosées au ciment.

Lorsque le bâtiment comporte des files de poteaux, il est fréquent qu'elles soient fondées sur des semelles continues, avec des massifs sous poteaux reliés par une poutre

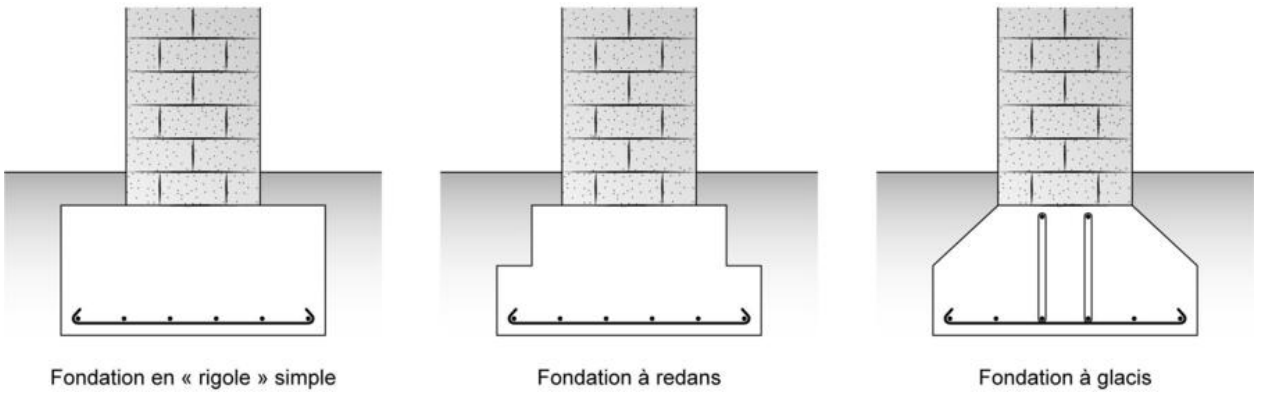


Fig. 2.24. Exemples de fondations superficielles en béton

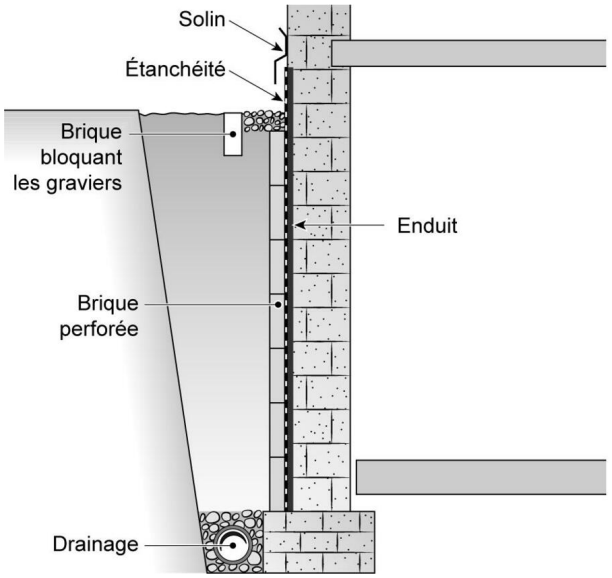


Fig. 3.37. Protection d'un mur maçonné à l'aide de briques perforées

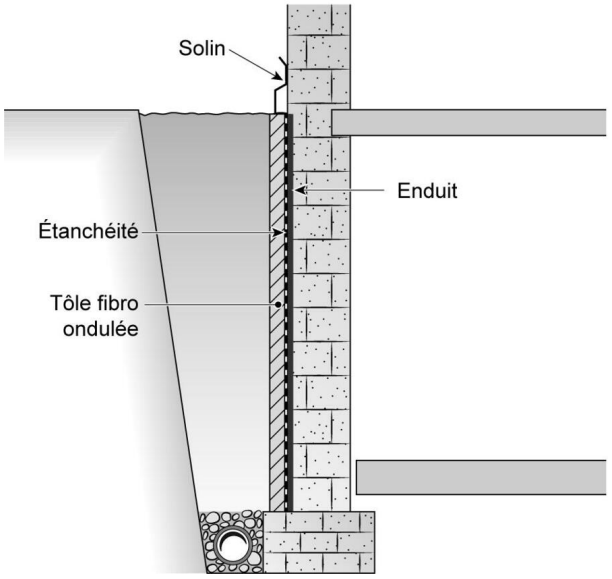


Fig. 3.38. Protection d'un mur maçonné à l'aide de plaques ondulées en fibrociment

REMARQUE

Si ces dispositions sont efficaces pour se protéger du ruissellement des eaux pluviales, elles ne permettent pas d'étancher le local vis-à-vis d'une remontée de nappe.

3.2 Ossature en bois

Un pan de bois est un ouvrage comprenant des montants verticaux et horizontaux, auxquels est ajouté un remplissage, lequel porte la charge linéairement. Un système poteaux-poutres a quant à lui un remplissage ne conférant pas de résistance structurelle au système.

3.2.1 Pan de bois

3.2.1.1 Description des ouvrages

Les murs en pans de bois (dits aussi « à colombage ») sont souvent associés aux rues des villes du Moyen Âge (photos 3.12, 3.13, 3.14 et 3.15).

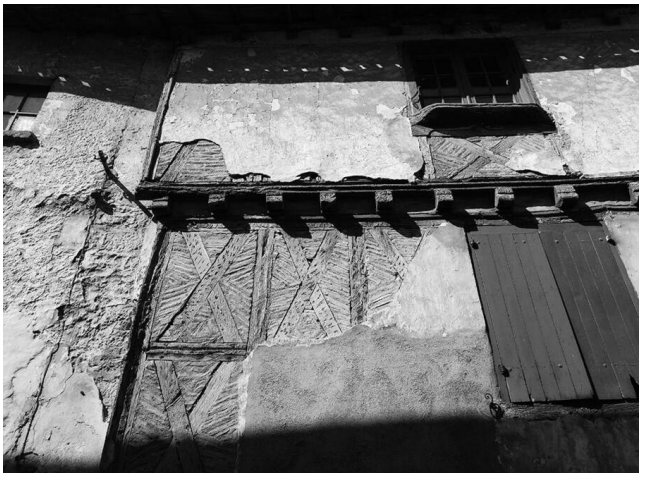


Photo 3.12. Pan de bois médiéval à contreventement en croix et remplissage en briques inclinées et enduites (Airvault, Deux-Sèvres)



Photo 3.13. Immeuble à pan de bois à remplissage en briques (Cahors, Lot)



Photo 3.14. Façade à pan de bois restaurée (Auvillar, Tarn-et-Garonne)



Photo 3.16. Pan de bois d'un ouvrage agricole faiblement contreventé à remplissage en torchis (Saint-Loup-sur-Thouet, Deux-Sèvres)



Photo 3.15. Pan de bois médiéval à remplissage en briques (Saint-Loup-sur-Thouet, Deux-Sèvres)



Photo 3.17. Pan de bois en support de plancher de combles (XVIII^{e} siècle, Paris)

Les pans de bois combinés à un remplissage en torchis (mélange d'argile, de chaux, de paille ou de foin coupé) nécessitent assez peu de matériaux comparativement aux ouvrages en pierres et sont d'un levage assez simple (photo 3.16). Ils sont également utilisés comme cloison porteuse dans les niveaux supérieurs des immeubles (photo 3.17).

Les pans de bois tombèrent en désuétude en ville du fait des risques d'incendie et du prix du bois – le bois devenant rare et cher aux XVIII^{e} et XIX^{e} siècles.

L'ouvrage de M. Toussaint, *Manuel d'architecture*(9) indique que les pans de bois sont interdits sur les façades des rues parisiennes. L'ouvrage de Claudel et Laroque *Pratique de l'art de construire*, dont tout laisse à penser qu'il s'agit d'un ouvrage de référence durant le deuxième tiers du XIX^{e} siècle, consacre dans son édition de 1899 révisée par Barré un article aux pans de bois(10). Il associe ces derniers à des contraintes économiques ; ceux-ci sont en effet moins coûteux que la pierre et la brique, et peuvent être utilisés pour les façades sur cour, les refends dans un même logement (exempts de cheminée) ou les petites ailes. Les pans de bois sont encore décrits dans l'ouvrage de M. Arnaud(11).

(9) Toussaint (M.), *Manuel d'architecture*, *op. cit.*

(10) Claudel (Joseph) et Laroque (L.), *Pratique de l'art de construire, op. cit.,* révisé par Barré (Louis-Auguste), Dunod, 5^{e} éd., 1899.

(11) Arnaud (Édouard), *Cours d'architecture et de constructions civiles, op. cit.*

Les principes fondamentaux n'ont pas changé à travers les siècles. Les pans de bois sont des ossatures verticales en pièces de bois assemblées et remplies soit par une maçonnerie légère (briques), soit par des planches. Les éléments de remplissage sont enduits afin de les protéger de la pluie. Les pans de bois reposent sur un soubassement maçonné. Ils sont d'autant plus solides que les pièces verticales se poursuivent toute hauteur et que les assemblages des pièces principales sont renforcés par des équerres métalliques. La qualité des assemblages est essentielle. Celle-ci s'effectue par tenons et mortaises. Les planchers reliant les façades ont aussi un rôle de tirant, empêchant le flambement des façades. Les montants verticaux croisant la poutre en diagonale peuvent être assemblés par embrèvement simple (fig. 3.39).

Les pans de bois sont restés employés jusqu'à la fin du XIX^{e} siècle, période durant laquelle on les a renforcés par des liens en métal (fig. 3.40).

3.2.1.2 Dimensions courantes des ouvrages

Le tableau 3.16 indique les dimensions des pans de bois de façade que l'on retrouve dans les ouvrages techniques de la fin du XIX^{e} siècle (il s'agit de valeurs assez sécurisantes).

La diminution de l'épaisseur des pièces est de l'ordre de 1 à 2 cm par niveau. Le principe du pan de bois est que les pièces ont sensiblement la même dimension (pour des raisons esthétiques, et sans doute pour des raisons de facilités d'approvisionnement). À l'exception des passages tels que les portes cochères de portée 3 m, qui nécessitent des assemblages spécifiques et des profils de dimensions supérieures. Des écharpes de décharge sont placées au-dessus de la sablière inférieure du premier étage et l'ensemble est maintenu par des ferrures ou des étriers (fig. 3.41). La technique des ferrures était rare avant le XIX^{e} siècle sur des pans de bois. Les pans de bois sont liés aux murs par des chaînes et des ancres.

3.2.1.3 Diagnostic

Lors d'un diagnostic, il convient d'être vigilant et de procéder à des sondages, car certains pans de bois ont été recouverts d'enduits modernes et peuvent être confondus, de prime abord, avec des maçonneries périphériques.

L'état des liaisons est primordial car une dislocation de ces dernières peut altérer l'équilibre des murs, qui ne sont plus antiflambés.

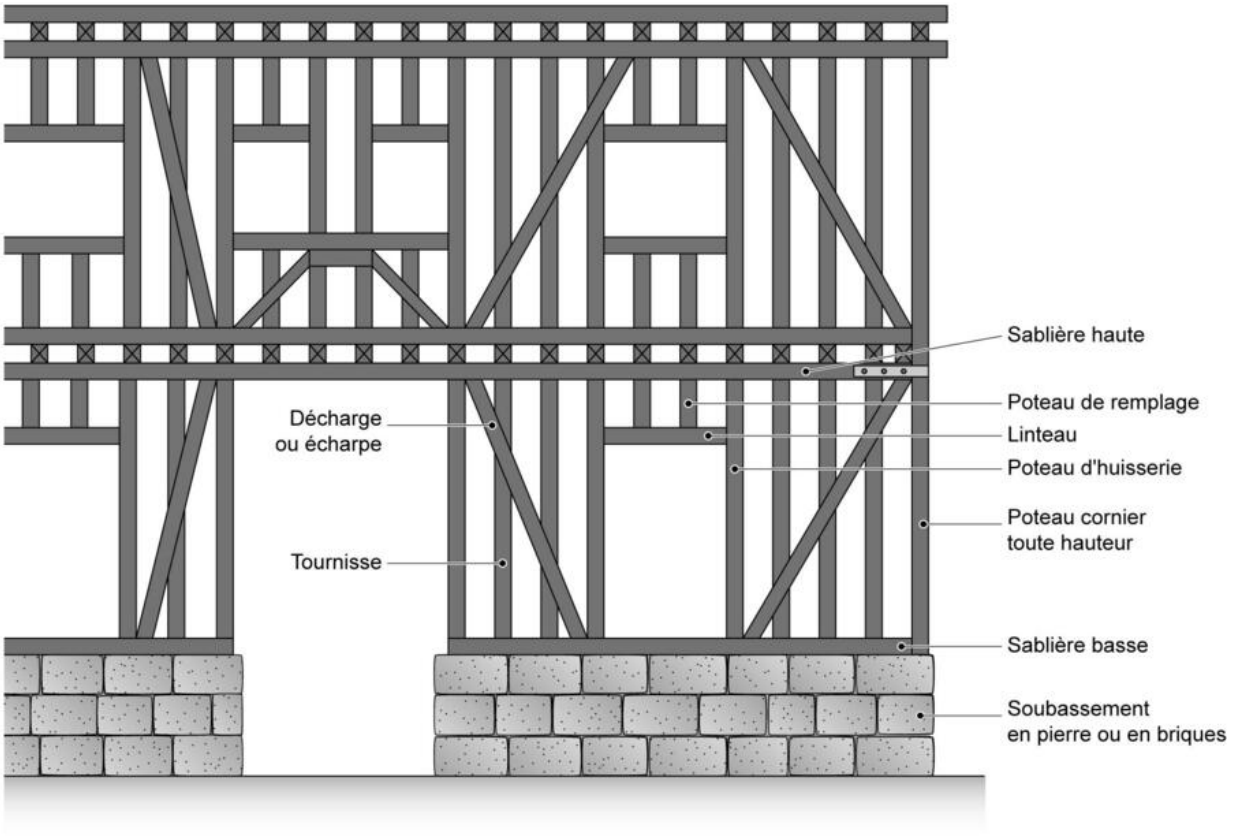


Fig. 3.39. Schéma d'un pan de bois traditionnel

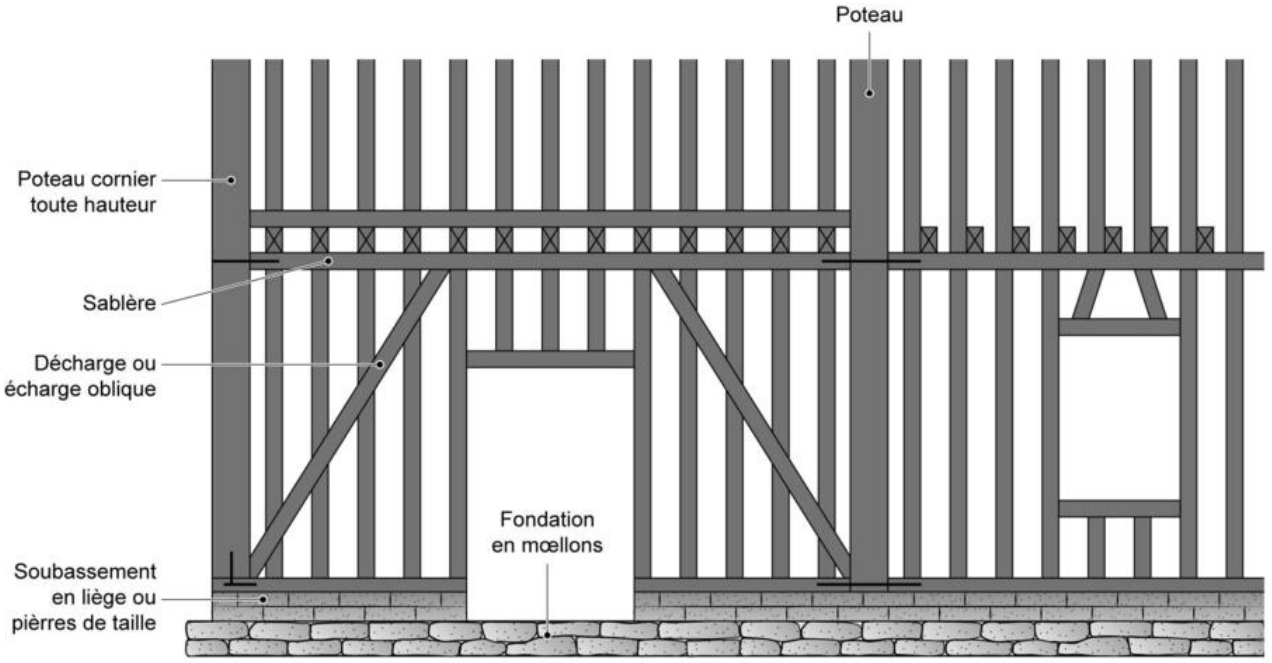


Fig. 3.40. Pan de bois intégrant des chaînages métalliques

Tab. 3.16. Dimensions courantes des pièces de bois dans les pans de bois

Désignation de la pièce	**Dimension de la pièce** (cm)
Épaisseur moyenne	21 à 25
Poteau cornier	24 à 27
Poteau d'huisserie des grandes portes	21 à 24
Sablière haute et basse	21 à 25
Poteau d'huisserie	19 à 22
Poteau de remplage, linteau, appui	16 à 21
Écartement de poteau de remplage	22 à 30
Écharpe, croix de saint André	16 à 22
Tournisse et potelet	13 à 22

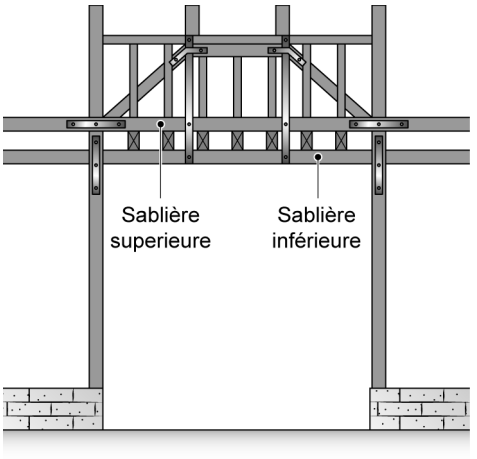


Fig. 3.41. Intégration d'une porte cochère dans un pan de bois

En cas de réhabilitation d'un immeuble, on peut « découvrir » un pan de bois noyé dans une cloison réputée non porteuse. La dépose des pans de bois doit être abordée avec précaution, car ils ont deux rôles :
– reprendre des charges verticales ;
– assurer la stabilité horizontale.

Un pan de bois au dernier niveau peut aussi servir d'appui à des pièces de charpente. Pour de petites portées (en général inférieures à 5 m), certains pans de bois forment une poutre en mobilisant toute la hauteur du niveau et reprennent les planchers inférieurs et supérieurs. Ils peuvent être munis d'ouvertures et être en bois avec assemblages classiques (fig. 3.42) ou en poutre dite « armée » (fig. 3.43).

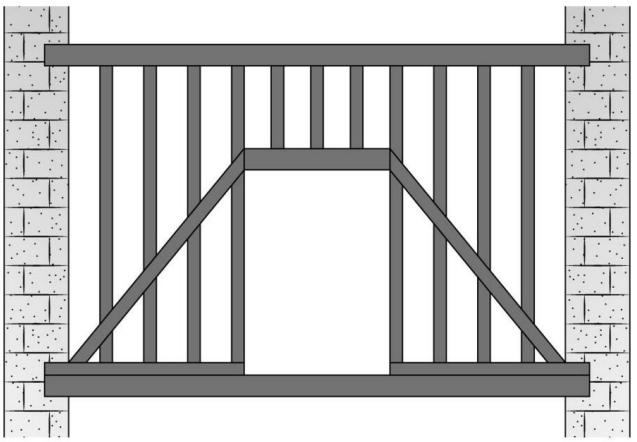


Fig. 3.42. Pan de bois intérieur formant poutre : assemblage bois

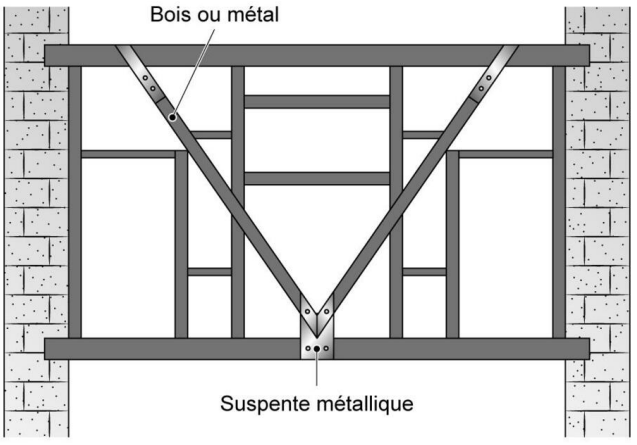


Fig. 3.43. Pan de bois intérieur formant poutre : assemblage mixte

3.2.1.4 Dépose d'un pan de bois et calcul de la charge à reprendre

La technique permettant de déposer un pan de bois consiste à moiser la pièce supérieure en s'assurant de la reprise de charge verticale sur les appuis (fig. 3.44). Pour cela, on doit évaluer la charge verticale sur le pan de bois.

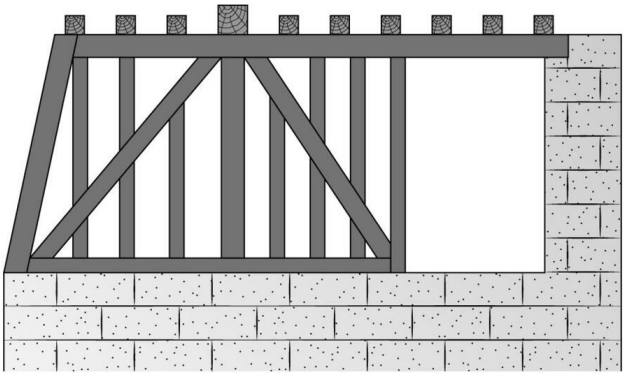


Fig. 3.44. Pan de bois à déposer dans un immeuble

EXEMPLE

Dépose d'un pan de bois dans un immeuble parisien (XVIII^{e} siècle) afin d'agrandir une pièce

Il s'agit de reprendre une pièce de bois formant panne ramenant 10 m^2 de couverture à 60 daN/m^2 (poids propre + neige) au centre de la portée de 4 m, soit 600 daN, et un support de plafond linéaire d'environ 20 daN/m^2 sur 4 m, soit 80 daN/ml.

Le moment de flexion non pondéré M_f (daN.m) à reprendre est donc :

$$M_f = 80 \times \frac{4^2}{8} + 600 \times \frac{4}{4} = 760$$

Pour rappel :
– le moment de flexion sous une charge concentrée P est calculé comme suit :

$$M_f = P \cdot \frac{l}{4}$$

– le moment de flexion sous une charge répartie p est calculé comme suit :

$$M_f = p \cdot \frac{l^2}{8}$$

Le moisage peut être réalisé à l'aide de 2 profils en U ou de 2 solives en bois.

On calcule la contrainte de flexion Γ (MPa) dans la pièce considérée :

$$\Gamma = \frac{M_f}{\frac{I}{v}}$$

avec :
Γ_e : contrainte de flexion admissible (MPa) : (Γ_e métal = 240 MPa et Γ_e bois = 8 MPa) ;
I/v : moment d'inertie du profilé (m^3).

Ainsi :

$$\frac{I}{v} = \frac{M_f}{\Gamma}$$

4.2.1.2 Types de planchers

Plancher à simple solivage

Les planchers les plus simples et généralement réservés aux greniers ou bâtiments ruraux sont les planchers à poutres en bois apparentes (photo 4.13). Les poutres sont jointes par un entrevous (briques, planches) sur lequel reposent une forme en plâtre ou une chape, puis une forme de chape maigre ou en sable, sur laquelle on pose le carrelage ou le parquet (fig. 4.23).



Photo 4.13. Plancher médiéval traditionnel avec solive d'enchevêtrure (Ablis, Yvelines)

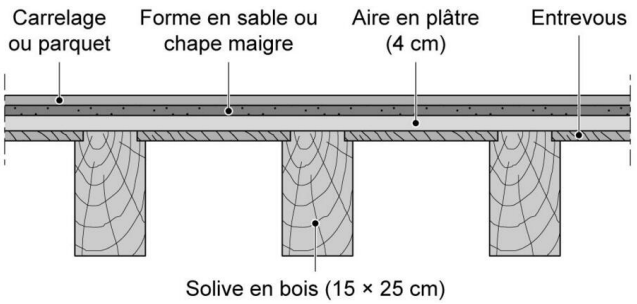


Fig. 4.23. Plancher simple à aire en plâtre

Plancher à hourdis pleins

Pour les bâtiments « nobles » (cages d'escalier, appartements), les planchers peuvent être de type hourdés pleins. La sous-face en plâtre est mise en œuvre sur un lattis, tandis que l'espace entre solives est rempli par un hourdis en « plâtras », c'est-à-dire un plâtre maigre formant entrevous (fig. 4.24).

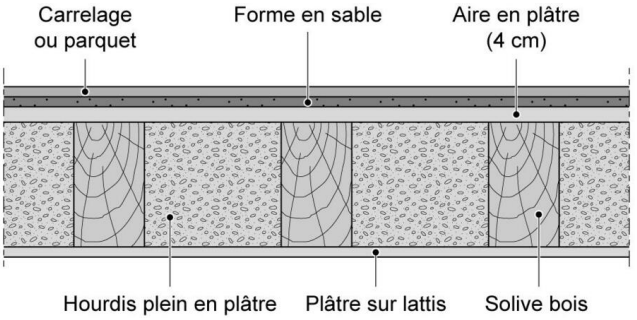


Fig. 4.24. Plancher hourdé plein

Plancher creux à auget

Les planchers les plus répandus sont des planchers intermédiaires, les planchers creux à auget, largement utilisés dans la plupart des logements en zone urbaine. L'auget en plâtras repose sur les lattis, mais ne remplit pas entièrement l'espace entre les poutres (fig. 4.25). Ces augets ont un rôle acoustique et un rôle d'étanchéité entre les niveaux.

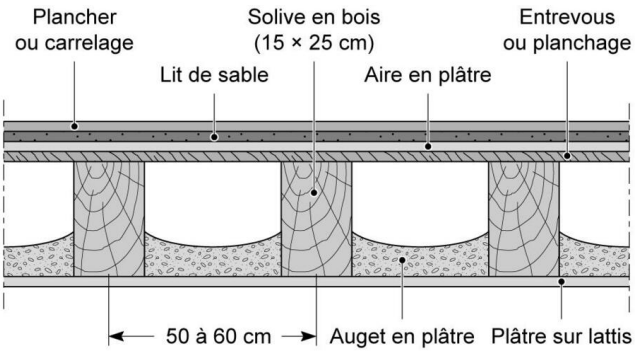


Fig. 4.25. Plancher creux à auget

Plancher creux à hourdis

Les planchers porteurs en bois peuvent aussi être munis de hourdis en maçonnerie. Ces hourdis ne sont pas porteurs du plancher ; ils maintiennent l'écartement entre les poutres, servent de support au plâtre en sous-face et contribuent à insonoriser le plancher (fig. 4.26).

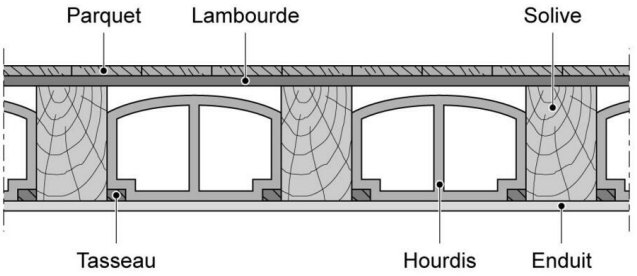


Fig. 4.26. Plancher creux à hourdis

Poutre et solive armées

Le début du XIX^e siècle voit l'apparition des poutres et solives dites « armées » pour les planchers de grande portée. Ce type de poutre a été utilisé pour des ouvrages publics de grande dimension. Il s'agit, par l'intermédiaire de fers, de créer une sorte d'arc en bois travaillant essentiellement en compression, la poutre d'appui fonctionnant davantage en entrait tendu qu'en poutre fléchie (fig. 4.27). Les essais et constats de l'époque mentionnent une résistance augmentée de 15 % par rapport à une poutre classique de hauteur identique. L'emploi des poutres armées a pratiquement disparu dans les années 1890, celles-ci ayant été remplacées progressivement par les poutres métalliques.

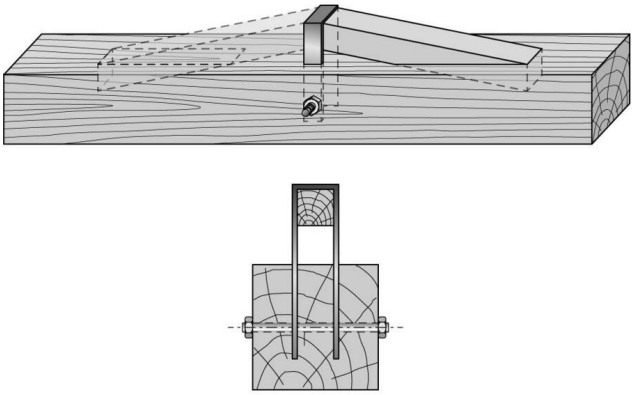


Fig. 4.27. Poutre armée (début XIX^e siècle)

4.2.1.3 Sections courantes des pièces de bois

Au XVII^e siècle, les sections courantes des pièces de bois, pour une salle d'une largeur minimale de 6 m, sont les suivantes :
– pour les solives (photos 4.14 et 4.15) : longueur de 4 m, section de 17 × 17 cm environ ou 1/24^e de la portée, avec un vide pour un plein (c'est-à-dire un espacement d'environ 17 cm) ;
– pour les poutres (photo 4.16) : dimension conseillée de 1/18^e de la portée.

Ainsi, pour une pièce de 8 × 6 m, on s'attend à trouver une poutre maîtresse de section 33 × 33 cm (= 600/18) et d'une longueur de 6 m, et des solives de section 16,5 × 16,5 cm, espacées de 33 cm à l'axe et d'une longueur de 4 m (fig. 4.28).



Photo 4.14. Plancher en chêne avec support de foyer de cheminée (XVIII^e siècle, Paris)



Photo 4.15. Plancher traditionnel médiéval restauré (Caussade, Lot-et-Garonne)



Photo 4.16. Plancher médiéval avec poutre maîtresse et solives

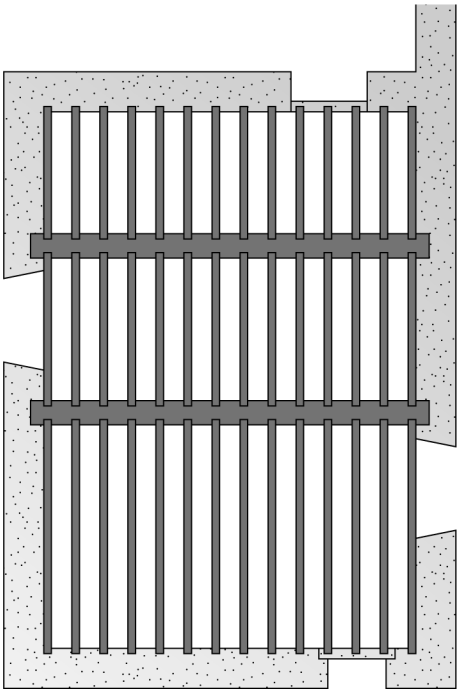


Fig. 4.28. Exemple d'un plancher avec poutres maîtresses et solives (XVIII^{e} siècle)

Ces planchers étaient souvent recouverts d'un parquet massif visible ou d'un parquet en bois supportant une chape maigre et une dalle de sol. La charge admissible du plancher en $G + Q$ est de l'ordre de 250 à 300 kg/m^2. La charge est limitée, non pas par les solives, mais par la poutre maîtresse.

La recherche d'économie des grosses pièces de bois, difficiles à trouver au début du XIX^{e} siècle, conduit à une conception de planchers plus économiques (fig. 4.29), mais sans doute moins esthétiques, car souvent destinés à être cachés par des lattis plâtre. Ces planchers sont parfois munis de liaisons métalliques de poutre à poutre, afin de « raidir » les planchers et de contribuer à bloquer les rotations aux extrémités. Ils nécessitent des pièces de liaison métalliques solive-chevêtre (fig. 4.30).

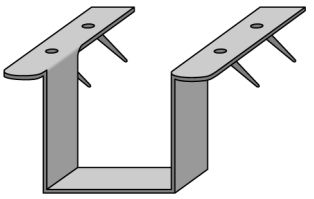


Fig. 4.30. Liaison solive-chevêtre

REMARQUE

À titre de comparaison, pour une portée de 8 m et un espacement entre poutres maîtresses de 3,5 m, les poutres maîtresses en chêne à solives perpendiculaire ont une section de l'ordre de 30 × 40 cm pour un plancher du XVIII^{e} siècle et de 15 × 25 cm pour un plancher du XIX^{e} siècle. On mesure ainsi aisément l'économie de section et la plus grande facilité à trouver la pièce de bois.

Les équarrissages des poutres étaient fréquemment carrés, alors que, de nos jours, ils sont pratiquement systématiquement rectangulaires. Il était autrefois admis qu'une pièce de bois perdait en résistance si l'on sectionnait les « cylindres ou cônes ligneux ».

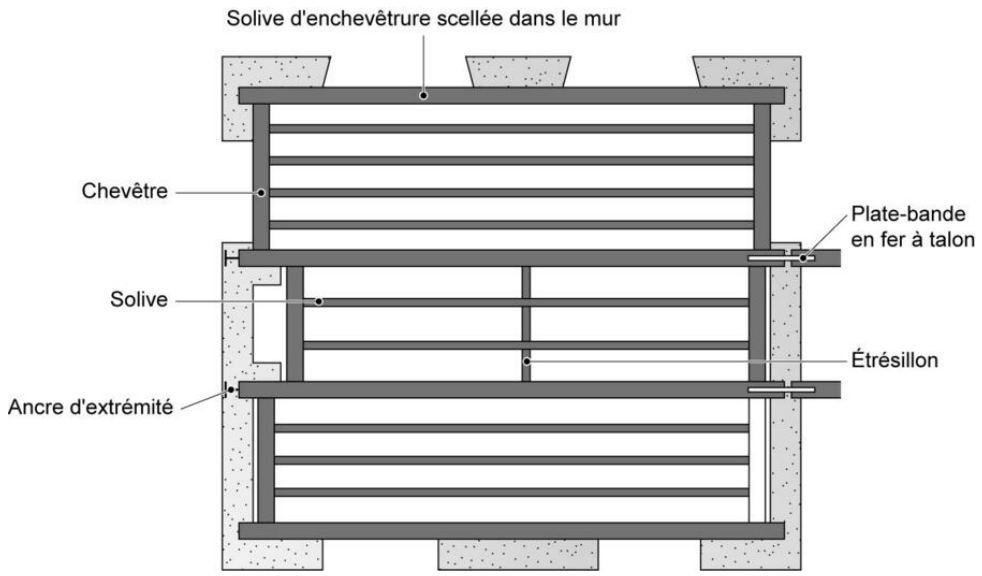


Fig. 4.29. Exemple d'un plancher (milieu XIX^{e} siècle)

Plancher à enrayure ou plancher d'assemblage

Dans le cas de pièces carrées avec les quatre murs de rive porteurs, le plancher pouvait être de type « plancher à enrayure » ou « plancher d'assemblage » (fig. 4.31). Ce type de plancher présente l'intérêt de pouvoir être mis en œuvre sans l'usage de longs profils de bois. Il est cependant de montage assez complexe et nécessite beaucoup de soins, et se montre coûteux en termes d'assemblage. Notons que lors d'un diagnostic, ce plancher peut se révéler trompeur car les sens de portée sont multiples. Les assemblages entre poutres maîtresses doivent être étudiés et observés précisément, car ils concentrent des efforts importants.

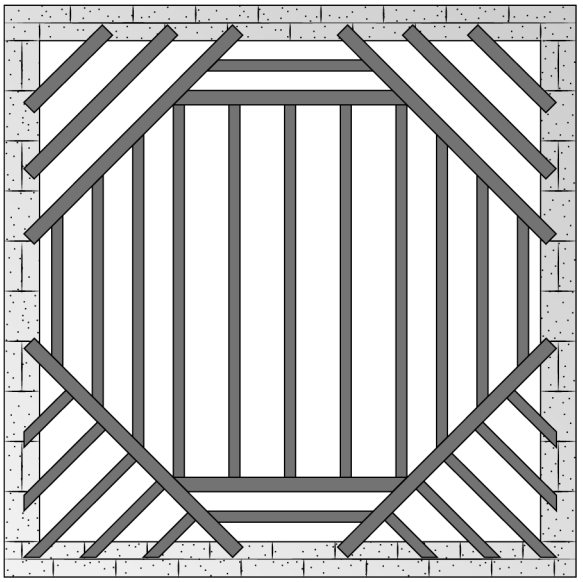


Fig. 4.31. Plancher à enrayure ou plancher d'assemblage

4.2.1.4 Appui de la poutre au mur

Appui traditionnel

Les poutres en bois s'appuient sur les murs, généralement sur 25 à 30 cm (photo 4.17). Les extrémités des poutres sont souvent enduites de coaltar (goudron de houille) ou de goudron pour éviter le pourrissement des bois aux appuis. Les appuis des poutres en bois sont les lieux privilégiés de l'attaque de champignons et d'insectes, du fait de l'humidité souvent importante des murs en maçonnerie soumis aux intempéries et de l'impossibilité des extrémités des poutres à sécher (fig. 4.32).

Appui sur linçoir

L'appui traditionnel à travers des réservations dans le mur contribuant à affaiblir ce dernier lorsque les poutres sont rapprochées, on préfère parfois utiliser des pièces d'appui appelées « lambourde », « lindier » ou « linçoir », et soutenues par des fers scellés dans les murs (fig. 4.33).



Photo 4.17. Plancher de beffroi (XIX^{e} siècle, Mirebeau, département de la Vienne)

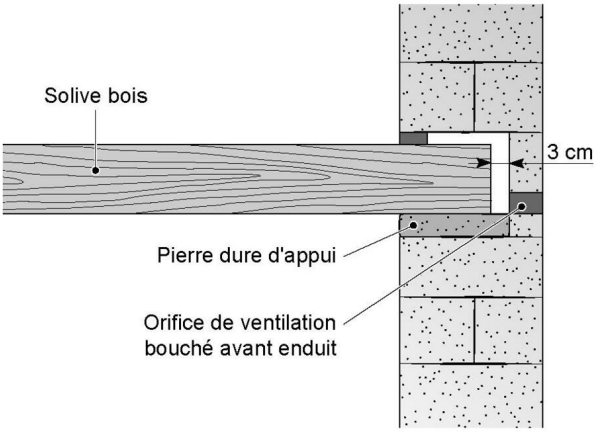


Fig. 4.32. Appui sur réservation

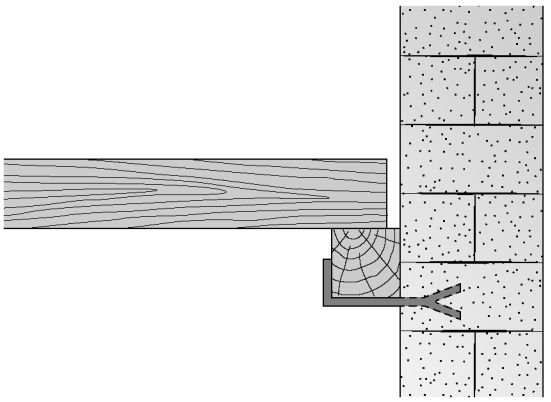


Fig. 4.33. Appui sur linçoir

4.2.1.5 Chaînage

Il était usuel de lier certaines poutres à la façade afin de créer un chaînage. Celui-ci rigidifie le bâtiment et s'oppose au flambement du mur. Les ancres sont visibles dans la plupart des cas, mais elles peuvent également être invisibles. Lors d'un diagnostic, il est conseillé de sonder la liaison entre l'ancre et la poutre, les appuis de poutre noyés dans les murs étant souvent dégradés. Les ancres sont pour la plupart des croix d'une hauteur de 0,60 à 0,80 m et de 2 à 3 cm d'épaisseur. Cette technique est fréquente sur les ouvrages en maçonnerie de la première moitié du XX^{e} siècle, avec une recherche d'épaisseur plus faible des murs, et donc une nécessité de chaînage antiflambement. Il peut s'agir d'un chaînage avec une croix, une barre (fig. 4.34) ou une tôle plate (fig. 4.35). Les guides de réalisation des planchers bois mentionnent parfois la création d'une « chambre d'air » permettant la ventilation du talon de la poutre, mais qui, à défaut d'entretien, se trouve souvent obstruée.

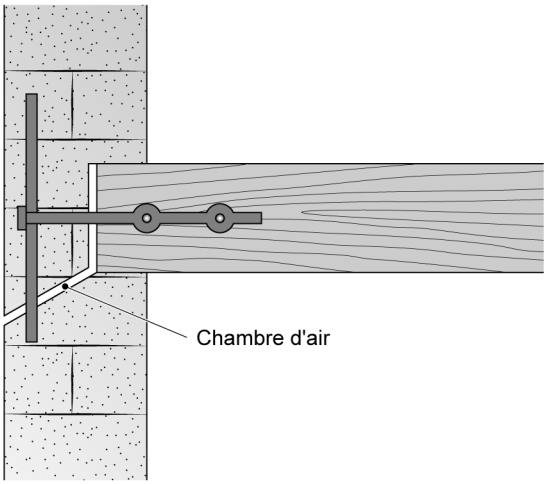


Fig. 4.34. Chaînage avec barre

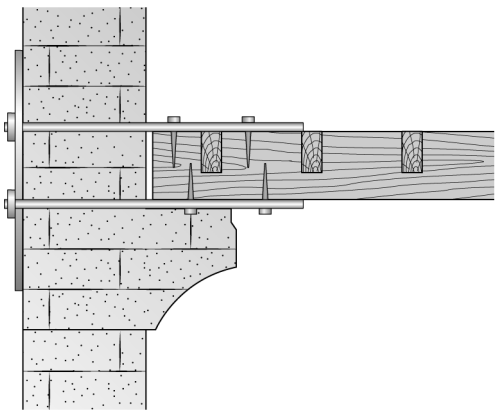


Fig. 4.35. Chaînage avec tôle plate

4.2.1.6 Liaison solive-poutre

Au fil des siècles, le type de liaison des solives aux poutres a évolué. On distingue trois systèmes (fig. 4.36) :
– le plus ancien est celui des solives « sur œuvre », c'est-à-dire posées sur les poutres maîtresses. Ce principe a l'avantage de ne pas entailler la poutre maîtresse, ce qui

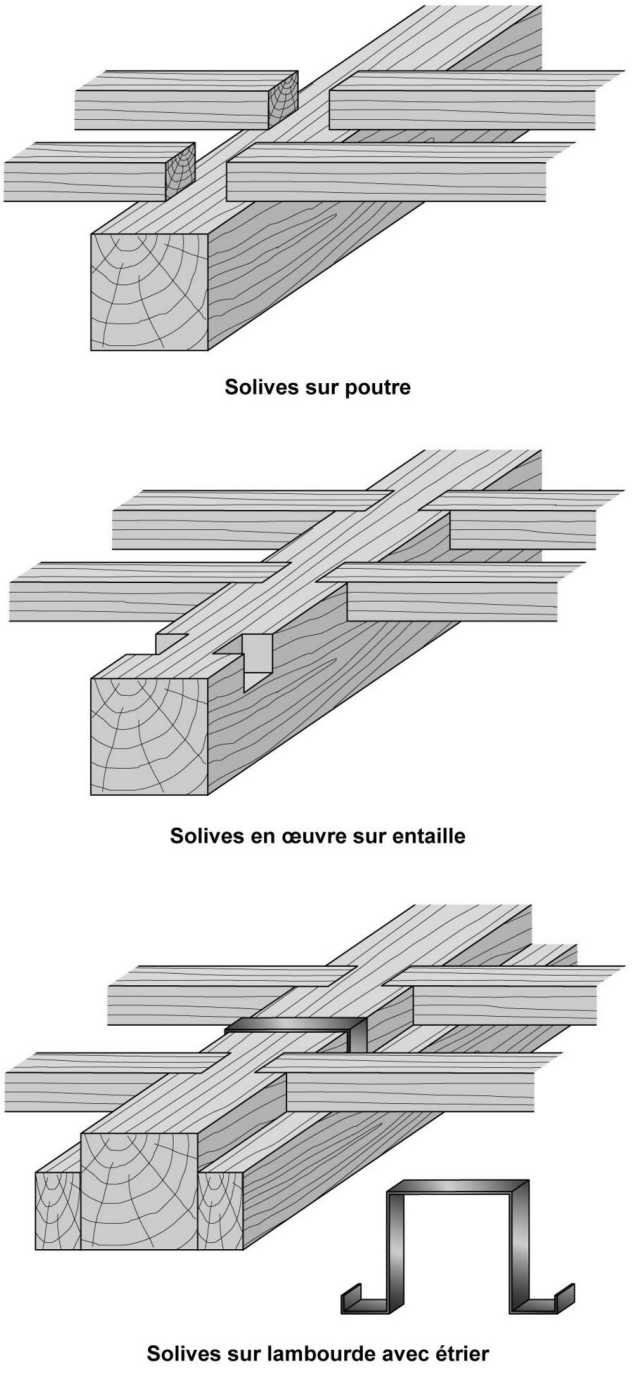


Fig. 4.36. Détails de liaisons solives-poutres

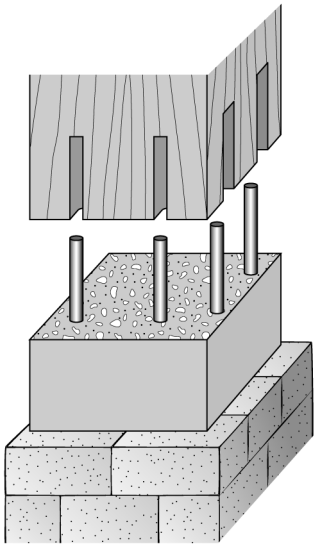


Fig. 6.48. Renforcement d'un pied de poteau par insertion de fibres et de résine

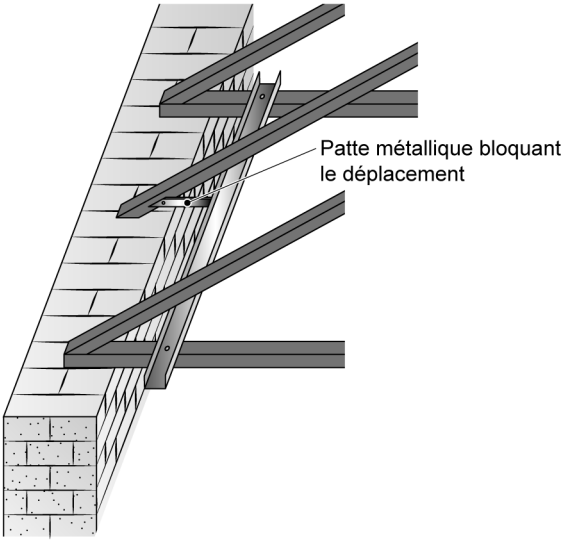


Fig. 6.50. Liaison horizontale entre entraits et chevrons

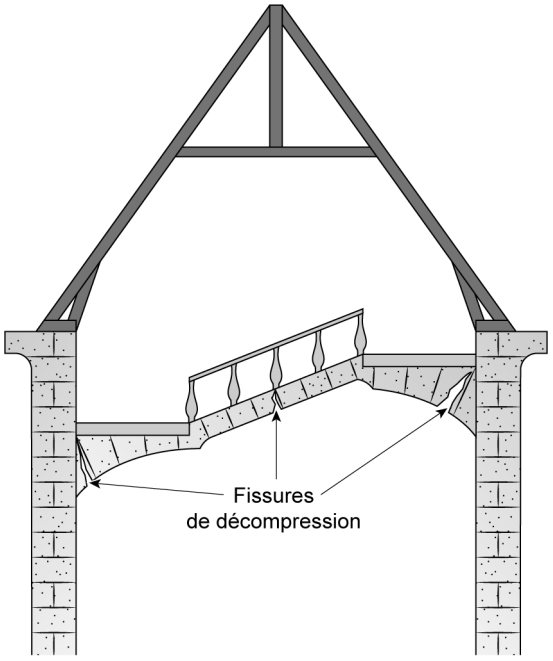


Fig. 6.49. Poussée de charpente nuisible sur une volée d'escaliers

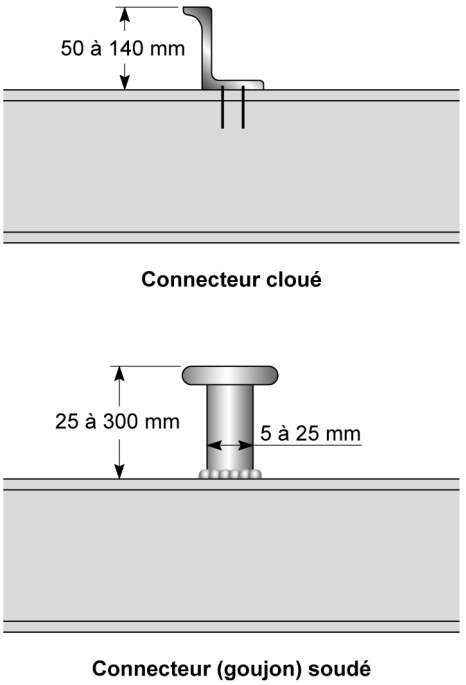


Fig. 6.51. Connecteur cloué et connecteur soudé

6.3 Renforcement des structures métalliques

6.3.1 Connexion métal-béton

Les connecteurs peuvent être cloués ou soudés, sous réserve de la soudabilité de la poutre métallique (fig. 6.51). Leur rôle est d'éviter tout risque de glissement entre la poutre et le béton.

En fonction de la hauteur totale du plancher, et notamment de la nécessité de ne pas couler une épaisseur totale de béton supérieure à une douzaine de centimètres – ce qui générerait des surcharges sur la structure –, différents types de montage sont possibles :

– le montage classique avec une épaisseur constante de la dalle de compression (fig. 6.52) ;
– le montage avec isolant (fig. 6.53 et 6.54) ;
– le coulage sur remplissage existant droit (fig. 6.55) ou remplissage suivant le remblai d'épaisseur variable (fig. 6.56).

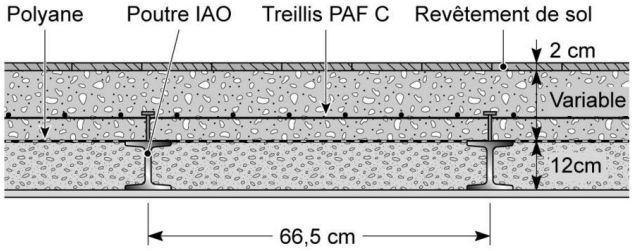


Fig. 6.52. Montage à épaisseur de béton constante coulée sur le remplissage existant

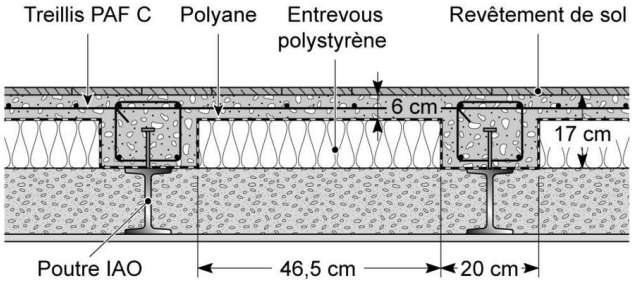


Fig. 6.53. Montage avec calage d'isolant entre le remplissage existant et la dalle béton rapportée

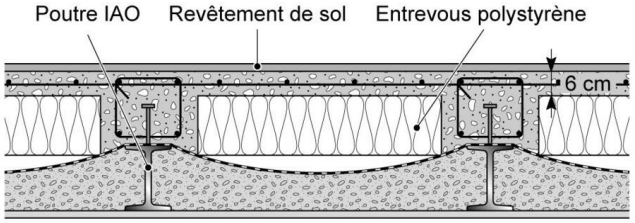


Fig. 6.54. Montage avec calage d'isolant entre le remplissage existant d'épaisseur variable et la dalle béton

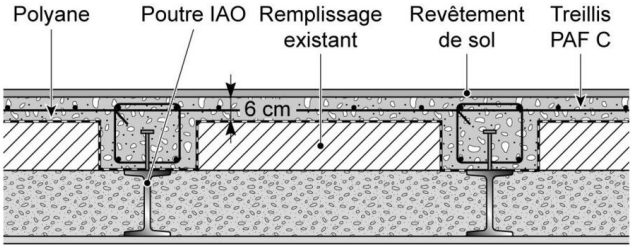


Fig. 6.55. Montage avec dalle béton d'épaisseur constante coulée sur le remplissage existant et poutrelles en béton armé au-dessus des I métalliques

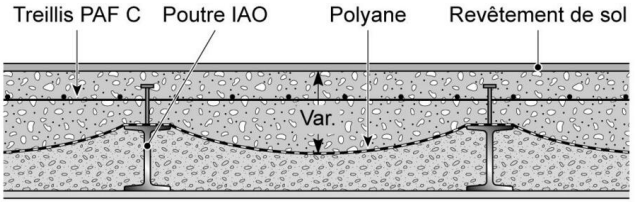


Fig. 6.56. Montage avec dalle béton d'épaisseur variable suivant l'extrados du remblai

6.3.1.1 Caractéristiques des aciers et des bétons

L'étude de la connexion nécessite une bonne connaissance des caractéristiques des matériaux. Le coefficient α d'équivalence entre l'acier et le béton est calculé comme suit :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

avec :
E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier (MPa) = 210 000 pour les aciers modernes et 200 000 pour les aciers anciens ;
E_{cm} : module élastique instantané du béton (MPa)

$$= 22\ 000 \times \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$$

où f_{ck} est la résistance caractéristique à la compression du béton (MPa).

Le module élastique différé du béton E_d est égal à $\frac{E_{cm}}{3}$.

La dalle en béton étant armée au minimum à 0,2 % anti-fissuration (ou 0,4 % anti-fissuration si la dalle est étayée), le béton comprimé reprend une contrainte Γ_{bc} (MPa) équivalente à :

$$\Gamma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

où $\gamma_c = 1,5$.

Les caractéristiques du béton dépendent de sa classe de résistance (tab. 6.17).

Pour les aciers d'armature de la dalle, on retient Fe 500 avec une limite ELU de 435 MPa s'il s'agit de connecter une dalle. Dans le cadre d'un diagnostic sur une dalle connectée pour laquelle on ne retrouve pas la note de calcul (bien que le ferraillage de la dalle soit rarement dimensionnant), il est possible de prendre en compte Fe 400 et une résistance de 348 MPa ELU si la dalle connectée est antérieure à 1990.

Pour les aciers de construction devant être renforcés, il convient de se reporter aux tables données dans le tableau 1.24 de caractéristiques des aciers anciens ; le taux de travail est limité à 60-80 MPa en service. En cas de doute, des essais de caractérisation des aciers de construction doivent être réalisés.

Tab. 6.17. Caractéristiques du béton selon sa classe de résistance

Classe de résistance à la compression	Résistance caractéristique à la compression f_{ck} (MPa)	$0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (MPa)	Module élastique instantané E_{cm} (MPa)	Module élastique différé $\frac{E_{cm}}{3}$ (MPa)
C12/15	12	6,8	27 000	9 000
C16/20	16	9,1	28 600	9 500
C20/25	20	11,3	29 900	9 900
C25/30	25	14,2	31 400	10 500
C30/37	30	17	32 800	10 900
C35/45	35	19,8	34 000	11 300

Les photos 6.11 et 6.12 illustrent la mise en œuvre de connecteurs cloués sur des IAO du XIX^{e} siècle.

6.3.1.2 Règles de calcul

Les règles de calcul sont détaillées dans l'Eurocode 4 sur le calcul des structures mixtes acier-béton. Le but des formules indiquées ci-dessous est de prédimensionner la connexion d'une poutre métallique ancienne et de fournir quelques exemples de prédimensionnement. Ce calcul en service permet de trouver les contraintes dans le béton (compression) et dans l'acier (traction), et d'approcher la flèche.

Position de l'axe neutre (fig. 6.57)

La distance x (m) de l'axe neutre mesuré depuis le nu supérieur de la dalle en béton est calculée comme suit :

$$x = \frac{A_a \cdot h_a + b_{eff} \cdot \frac{h_c^2}{2 \times n}}{A_a + b_{eff} \cdot \frac{h_c}{n}}$$

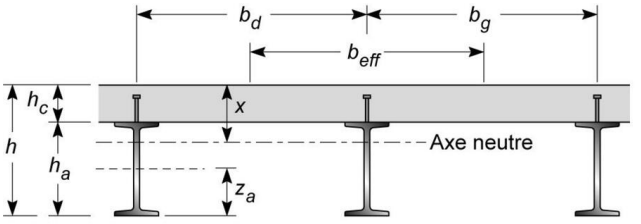
avec :
A_a : section de la poutre en métal (m^2) ;
h_a : hauteur de la poutre métal (m) ;
b_{eff} : entraxe entre poutres (m) à limiter à 1 m ;
h_c : hauteur de la dalle béton (m) ;
n : coefficient d'équivalence acier béton.



Photo 6.11. Connecteurs cloués sur IAO métallique (exécution : Éts Dubocq, Paris)



Photo 6.12. Mise en œuvre des connecteurs cloués (exécution : Éts Dubocq, Paris)



$b_{eff} = \frac{b_d + b_g}{2}$ $A_c = b_{eff} \times h_c$

A_a : section de la poutre acier

n_{el} : cœfficient d'équivalence acier/béton

Fig. 6.57. Position de l'axe neutre

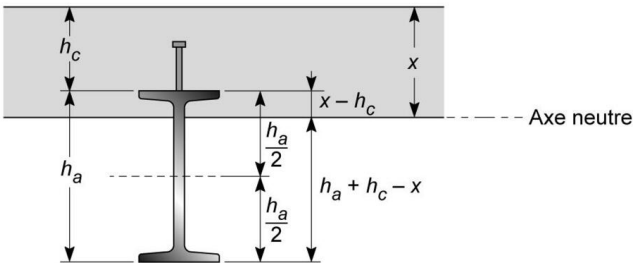


Fig. 6.59. Poutrelle connectée avec axe neutre dans la poutre

L'inertie non fissurée en travée I (m^4) de la section homogène est calculée comme suit :

$$I = I_a + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \times n} + A_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c - x\right)^2 + \frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \cdot \left(x - \frac{h_c}{2}\right)^2$$

où I_a est l'inertie de la poutre métallique (m^4).

EXEMPLE

Calcul de la capacité portante d'un plancher métallique

Le plancher est constitué de profils IPN 100 d'une portée l de 5 m, espacés d'une distance b_{eff} de 0,50 m, supportant une dalle armée avec de l'acier Fe 240. On a (fig. 6.58) :

$Ia = 171 \cdot 10^{-8}$ m^4 ;

$I/v = 34{,}2 \cdot 10^{-6}$ m^3 ;

Pp IPN 100 = 83 N/ml ;

$\rho_{béton}$: 24 000 N/m^3 ;

$E_s = 2{,}1 \cdot 10^{11}$ Pa.

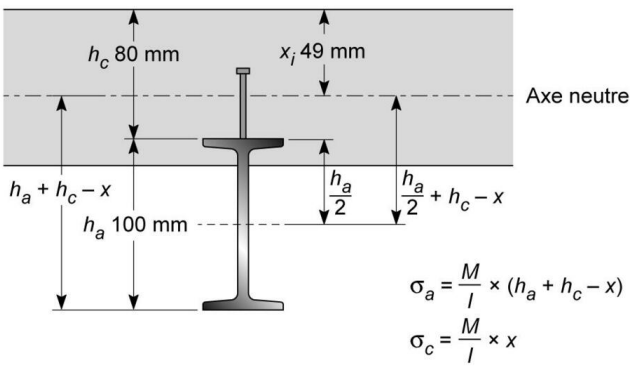


Fig. 6.58. Détail de la section connectée

La figure 6.59 illustre une connexion avec un axe neutre dans la hauteur de la poutre.

Plancher non connecté

Afin d'être en phase avec les calculs anciens, le calcul de la capacité portante Q du plancher doit être mené à l'ELS, en limitant la contrainte dans l'acier entre 60 et 170 MPa (selon l'époque et le coefficient de sécurité recherché). Ainsi (voir § 4.3.2.1) :

$$M_f = \frac{p \cdot l^2}{8}$$

avec :

$$p = (83 + 0{,}08 \times 24\,000 \times 0{,}5 + Q \times 0{,}5)$$

Le moment de flexion maximal M_f (N.m) de la poutre en travée est calculé comme suit :

$$M_f = \Gamma_e \cdot \frac{I}{v} = 170 \cdot 10^6 \times 34{,}2 \cdot 10^{-6} = 5\,814$$

Ainsi, Q = 1 640 N/m^2 vis-à-vis du critère de contrainte.

Avec cette charge, la flèche f (m) se déduit ainsi :

$$f = \frac{5 \times p \cdot l^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 1\,863 \times 5^4}{384 \times 2{,}1 \cdot 10^{11} \times 171 \cdot 10^{-8}} = 0{,}042$$

soit 4,2 cm (l/118).

La charge sous poids propre étant déjà de l'ordre du 1/200^e de la portée, en se limitant à 1/300^e de la portée, la capacité portante du plancher devient nulle.

Plancher connecté

Quelles sont la contrainte et la flèche pour une charge d'exploitation en logement (150 kg/m^2) lorsque la dalle en béton « passive » est remplacée par une dalle connectée en béton d'une classe de résistance C25/30 ? Les étapes du calcul sont les suivantes :

– détermination des coefficients d'équivalence acier-béton instantané et différé ;

– calcul de l'axe neutre (pour définir l'inertie de la poutre mixte) ;

– calcul de la flèche instantanée et de la flèche différée ;

– vérification de la flèche sous sollicitation de chantier (afin de déterminer si la poutre doit être étayée) ;

– vérification des contraintes dans l'acier et le béton ne sont pas dépassées.

Les caractéristiques d'un béton C25/30 sont indiquées dans le tableau 6.17 :

E_{cm} instantané = 31 400 MPa ;

E_{cm} différé = 10 500 MPa.

Sachant que le module d'élasticité E_{acier} = 210 000 MPa, on en déduit les coefficients d'équivalence entre l'acier et le béton :

$$\alpha_i = \frac{E_{\text{acier}}}{E_{cm}} = \frac{210\,000}{31\,400} = 6{,}69$$

et

$$\alpha_d = \frac{E_{\text{acier}}}{E_{cm}} = \frac{210\,000}{10\,500} = 20$$

Les résultats des calculs de distances à l'axe neutre, d'inerties, de flèches (instantanée et différée) et de contraintes sont présentés dans le tableau 6.18.

La connexion est donc possible et pertinente en vue de réduire la flèche.

Table des matières

Sommaire 5
Avant-propos 7
Introduction 9

Partie 1 **Matériaux** 13

1 **Caractéristiques et pathologies des matériaux** 15

1.1 **Pierre** 15
1.1.1 Types de pierres 15
1.1.1.1 Pierres calcaires 15
1.1.1.2 Pierres granitiques 17
1.1.1.3 Grès 17
1.1.1.4 Meulières 17
1.1.2 Caractéristiques mécaniques 18
1.1.3 Pathologies 18
1.1.3.1 Gélivité 19
1.1.3.2 Porosité et capillarité 19
1.1.3.3 Calcin 19
1.1.3.4 Inadéquation avec le revêtement 19
1.1.3.5 Agression 19

1.2 **Brique** 23
1.2.1 Types de briques 23
1.2.2 Caractéristiques mécaniques 25
1.2.3 Pathologies 25

1.3 **Joints** 26
1.3.1 Types de joints 26
1.3.1.1 Joints au mortier de chaux 27
1.3.1.2 Joints au mortier de plâtre 27
1.3.2 Caractéristiques mécaniques 27
1.3.3 Pathologies 27

1.4 **Bois** 32
1.4.1 Essences 32
1.4.1.1 Feuillus 32
1.4.1.2 Résineux 32

1.4.2 Caractéristiques mécaniques ... 33
Reconnaissance des bois lors d'un diagnostic ... 33
1.4.3 Pathologies ... 36
1.4.3.1 Attaques d'insectes xylophages ... 36
1.4.3.2 Pourrissement par humidité et champignons ... 36
1.4.3.3 Attaques de termites souterraines ... 38

1.5 Métal ... 38
1.5.1 Types de métaux ... 38
1.5.1.1 Fonte ... 38
1.5.1.2 Fer et acier ... 38
1.5.2 Caractéristiques mécaniques ... 41
1.5.2.1 Règles de vérification des profils métalliques anciens ... 43
1.5.3 Dimensions ... 44
1.5.4 Assemblages ... 48
1.5.4.1 Assemblages boulonnés ... 48
1.5.4.2 Assemblages rivetés ... 49
1.5.5 Pathologies ... 51

1.6 Béton et béton armé ... 55
1.6.1 Types de bétons ... 55
1.6.1.1 Béton ... 55
1.6.1.2 Armatures ... 56
1.6.1.3 Béton armé ... 59
1.6.2 Caractéristiques mécaniques ... 61
1.6.3 Pathologies ... 61
1.6.3.1 Carbonatation et corrosion ... 64
1.6.3.2 Attaque par les chlorures ... 65
1.6.3.3 Attaque par les sulfates ... 65
1.6.3.4 Attaque liée au gel-dégel ... 65
1.6.3.5 Attaque chimique ... 65

Partie 2 Mise en œuvre et dimensionnement des éléments constructifs ... 67

2 Fondations ... 69

2.1 Fondations en maçonnerie ... 69
2.1.1 Fondations superficielles et semi-profondes en maçonnerie ... 69
2.1.1.1 Fondation sur puits très espacés (fig. 2.6) ... 72
2.1.1.2 Fondation sur puits profonds sur terrains boulants ou sableux ... 73
2.1.2 Fondations sur carrières (fig. 2.7) ... 74
2.1.3 Diffusion de charge dans les fondations maçonnées ... 76
2.1.4 Fondations particulières ... 76
2.1.5 Étanchéité des ouvrages enterrés ... 77

2.2 Pieux en bois ... 79

2.3 Fondations en béton ... 81
2.3.1 Fondations superficielles ... 81

2.3.1.1 Dimensionnement ... 81
2.3.1.2 Ferraillage d'une fondation en béton armé ... 86
2.3.2 Fondations par puits ... 89
2.3.3 Fondations par radier ... 89
2.3.4 Fondations par pieux en béton ... 90
2.3.5 Études géotechniques ... 90

3 Éléments verticaux ... 93

3.1 Murs et poteaux en maçonnerie ... 93
3.1.1 Description et classification des ouvrages ... 93
3.1.2 Dimensions courantes des ouvrages ... 95
3.1.3 Évaluation des charges ... 95
3.1.4 Calcul de la résistance à la compression des murs en maçonnerie traditionnelle ... 96
3.1.4.1 Méthode issue du *Traité théorique et pratique de l'art de bâtir* de Jean Rondelet (1802-1817) ou du *Guide des structures* de l'Anah (1984) ... 96
3.1.4.2 Méthode issue de l'Eurocode 6 (2006) ... 100
3.1.5 Calcul de la capacité portante d'un mur en maçonnerie traditionnelle ... 101
3.1.6 Murs en maçonnerie d'agglomérés de ciment ... 103
3.1.6.1 Calcul de la résistance à la compression ... 103
3.1.6.2 Calcul de la résistance à la compression d'un mur soumis à des charges concentrées ... 106
3.1.6.3 Calcul de la charge d'appui d'un linteau ... 108
3.1.7 Maçonnerie chaînée ... 109
3.1.8 Création d'ouvertures dans les murs en maçonnerie ... 114
3.1.9 Protection contre l'humidité des parois ... 117
3.1.9.1 Causes de l'humidité ... 117
3.1.9.2 Drainage et solutions pour lutter contre l'humidité ... 119

3.2 Ossature en bois ... 121
3.2.1 Pan de bois ... 121
3.2.1.1 Description des ouvrages ... 121
3.2.1.2 Dimensions courantes des ouvrages ... 123
3.2.1.3 Diagnostic ... 123
3.2.1.4 Dépose d'un pan de bois et calcul de la charge à reprendre ... 125
3.2.2 Poteaux en bois ... 126
3.2.2.1 Calcul de la capacité portante ... 126

3.3 Ossature métallique ... 128
3.3.1 Pan de fer ... 128
3.3.1.1 Description des ouvrages ... 128
3.3.1.2 Détermination de la contrainte admissible ... 129
3.3.2 Poteaux métalliques ... 130
3.3.2.1 Description des ouvrages ... 130
3.3.2.2 Calcul de la contrainte au flambement simple ou à la flexion composée ... 130
3.3.2.3 Calcul de la contrainte en compression avec flexion ... 135
3.3.3 Poteaux et colonnes en fonte ... 136
3.3.3.1 Calcul de la contrainte en compression ... 136
3.3.3.2 Calcul de la contrainte en compression d'une colonne creuse ... 137
3.3.3.3 Valeurs de la résistance de calcul ... 137

3.4 Murs et poteaux en béton ... 139
3.4.1 Murs en béton armé ... 139
3.4.1.1 Calcul de la poussée sur la paroi selon la méthode géométrique moderne ... 141
3.4.1.2 Calcul de la semelle ... 143
3.4.1.3 Calcul d'un mur de soutènement selon les règles BAEL 91 (1991) ... 143
3.4.2 Poteaux en béton armé ... 144
3.4.2.1 Calcul de la capacité portante ... 145
3.4.2.2 Comparaison entre les méthodes de calcul des règles de 1934 et des règles BAEL ... 155

4 Éléments horizontaux ... 157

4.1 Voûtes en maçonnerie ... 157
4.1.1 Description et classification des voûtes ... 157
4.1.1.1 Définitions ... 157
4.1.1.2 Types de voûtes ... 160
4.1.2 Calcul des voûtes ... 162
4.1.2.1 Calcul de la poussée horizontale à la clef selon la règle géométrique générale en vigueur depuis le milieu du XIX^{e} siècle ... 162
4.1.2.2 Vérification de l'équilibre de la culée ou du pied-droit ... 164
4.1.2.3 Méthode graphique ... 166
4.1.2.4 Plates-bandes ... 170

4.2 Planchers et poutres en bois ... 173
4.2.1 Description et classification des planchers en bois ... 173
4.2.1.1 Définitions ... 173
4.2.1.2 Types de planchers ... 174
4.2.1.3 Sections courantes des pièces de bois ... 175
4.2.1.4 Appui de la poutre au mur ... 177
4.2.1.5 Chaînage ... 178
4.2.1.6 Liaison solive-poutre ... 178
4.2.1.7 Trémies ... 179
4.2.2 Dimensionnement des planchers en bois ... 180
4.2.2.1 Calcul de la capacité portante d'un plancher à simple solivage ... 180
4.2.2.2 Calcul de la capacité portante d'un plancher à travure composée ... 181

4.3 Planchers et poutres métalliques ... 183
4.3.1 Description et classification des planchers métalliques ... 183
4.3.1.1 Types de planchers avec éléments porteurs métalliques ... 183
4.3.1.2 Chaînage ... 189
4.3.2 Dimensionnement et calcul des poutres métalliques ... 189
4.3.2.1 Vérification de la capacité portante d'une poutre métallique ... 192

4.4 Planchers et poutres en béton ... 193
4.4.1 Description et classification des planchers en béton ... 193
4.4.1.1 Plancher à hourdis en céramique ... 193
4.4.1.2 Plancher à dalle béton et poutres apparentes ou noyées ... 194
4.4.1.3 Plancher à poutrelles enrobées ou « mixte » ... 196
4.4.2 Dimensionnement d'une section mixte ... 196
4.4.3 Dimensionnement d'une dalle et d'une poutre en béton ... 198
4.4.3.1 Dalles ... 198
4.4.3.2 Poutres ... 202

5 Charpentes et toitures ... 211

5.1 Charpentes en bois ... 211
5.1.1 Charpentes courantes ... 211
5.1.2 Charpentes traditionnelles triangulées avec combles (XVIIIe siècle) ... 214
5.1.2.1 Cas du comble brisé ... 216
5.1.3 Charpentes traditionnelles à chevrons formant fermes ... 216
5.1.3.1 Cas de la charpente à chevrons non triangulée ... 217
5.1.4 Charpente moderne non triangulée ... 217
5.1.5 Charpente moderne à chevrons ... 218
5.1.6 Sections courantes des charpentes (seconde moitié du XIXe siècle) ... 218
5.1.7 Assemblages ... 219
5.1.7.1 Assemblages traditionnels ... 219
5.1.7.2 Assemblages modernes ... 219
5.1.8 Contreventements ... 222
5.1.9 Poutres armées ... 222

5.2 Charpentes métalliques ... 226
5.2.1 Charpentes en treillis ... 226
5.2.2 Chaînage, tirants et linteaux ... 232
5.2.2.1 Chaînage d'angle ... 232
5.2.2.2 Chaînage de façade ... 233
5.2.2.3 Tirant ... 234
5.2.2.4 Renfort de plate-bande, linteau et poitrail ... 234

5.3 Charpentes et toitures-terrasses en béton ... 236
5.3.1 Charpentes en béton formant halle ... 236
5.3.1.1 Halles Hennebique ... 237
5.3.2 Toitures-terrasses en béton ... 239
5.3.2.1 Description des ouvrages ... 239
5.3.2.2 Diagnostic ... 240
5.3.2.3 Dimensionnement des chéneaux et des descentes d'eaux pluviales ... 242

Partie 3 Réhabilitation ... 245

6 Principes de réhabilitation des structures ... 247

6.1 Reprise en sous-œuvre des fondations ... 247
6.1.1 Reprise en sous-œuvre par puits ... 248
6.1.2 Reprise en sous-œuvre par micropieux ... 252
6.1.3 Reprise en sous-œuvre par élargissement des fondations ... 253
6.1.4 Reprise en sous-œuvre et création d'un sous-sol ... 253
6.1.5 Intervention en sous-œuvre sous un ouvrage préalablement consolidé ... 255
6.1.6 Renforcement des sols par injection ... 256
6.1.6.1 Injection de résine sous les fondations ... 256
6.1.6.2 Injection solide ... 256
6.1.7 Réfection de l'étanchéité sur un ouvrage enterré ... 256
6.1.8 Cuvelage ... 256

6.2 Renforcement des structures en bois ... 257
6.2.1 Moisage des appuis ... 258
6.2.2 Fibres et résine de renfort ... 260
6.2.2.1 Dispositions constructives ... 260
6.2.2.2 Stabilité au feu ... 261
6.2.2.3 Calcul du renfort d'un appui de poutre ... 261
6.2.3 Renfort mécanique ... 264
6.2.4 Connexion ... 265
6.2.4.1 Connexion bois-béton ... 265
6.2.4.2 Capacité portante d'une poutre connectée ... 267
6.2.5 Renforcement ou réparation d'un pied de poteau ... 272
6.2.6 Limitation de la poussée des fermes sur les murs ... 272

6.3 Renforcement des structures métalliques ... 273
6.3.1 Connexion métal-béton ... 273
6.3.1.1 Caractéristiques des aciers et des bétons ... 274
6.3.1.2 Règles de calcul ... 275
6.3.2 Vérification d'un plancher métallique (années 1930) ... 278

6.4 Renforcement des structures en béton armé ... 279
6.4.1 Diagnostic ... 281
6.4.1.1 Profondeur de carbonatation ... 281
6.4.1.2 Diagnostic chimique des bétons ... 281
6.4.2 Traitement des pathologies des ouvrages en béton armé ... 281
6.4.2.1 Passivation des armatures ... 281
6.4.2.2 Inhibiteur de corrosion ... 281
6.4.2.3 Protection cathodique par courant galvanique (ou « anodes sacrificielles ») ... 281
6.4.2.4 Protection cathodique par courant imposé ... 281
6.4.3 Renforcement des murs de soutènement ... 282
6.4.4 Renforcement des poteaux ... 287
6.4.5 Renforcement des poutres ... 288
6.4.5.1 Renforts métalliques ... 288
6.4.5.2 Enveloppe en béton armé ... 291
6.4.5.3 Plats en carbone ... 292
6.4.5.4 Précontrainte additionnelle ... 294

6.5 Renforcement parasismique du patrimoine bâti ... 294
6.5.1 Cadre réglementaire ... 294
6.5.2 Ceinturage des bâtiments ... 295
6.5.2.1 Mise en œuvre ... 295
6.5.2.2 Calcul de l'effort dans les tiges ... 296
6.5.3 Règles applicables en cas de réhabilitation en zone sismique ... 297
6.5.3.1 Règles constructives relatives à la création d'un contreventement sur une maçonnerie chaînée ... 298
6.5.3.2 Remplacement d'un refend en maçonnerie par un portique métallique ou en béton ... 301
6.5.3.3 Rôle du plancher diaphragme ... 305

6.6 Comportement au feu des structures en béton et en bois ... 306
6.6.1 Comportement au feu des structures en bois ... 306
6.6.1.1 Cadre normatif ... 306

6.6.1.2 Calcul au feu d'une structure en bois ... 306
6.6.2 Comportement au feu des structures en béton ... 308
6.6.2.1 Cadre normatif ... 308
6.6.2.2 Calcul de la résistance au feu d'une structure en béton ... 308

6.7 Essais de chargement sur une structure existante ... 312

7 Exemples de réhabilitations ou de justifications des structures ... 315

7.1 Base du diagnostic structurel ... 315
7.1.1 Classement par gravité ... 315
7.1.2 Classement par temporalité ... 316
7.1.3 Précautions à prendre avant un diagnostic ... 316
7.1.3.1 Exemple d'un rapport sommaire ... 316

7.2 Diagnostic et calcul de la stabilité d'un clocher et renforcement du beffroi ... 318
7.2.1 Repérage des désordres ... 318
7.2.1.1 Clocher ... 318
7.2.1.2 Plancher du beffroi ... 320
7.2.2 Travaux d'urgence ... 321
7.2.3 Conclusion ... 321
7.2.4 Calcul de la stabilité du mur du clocher ... 322

7.3 Réhabilitation d'un bâtiment en pierre de taille et suppression d'un refend ... 323
7.3.1 Maçonnerie en compression ... 324
7.3.2 Calcul de la flexion composée sur les pignons et refends ... 324
7.3.3 Détermination des refends nécessaires au contreventement du bâtiment ... 326
7.3.4 Calcul de la façade en flexion ... 326

7.4 Renforcement d'un mur maçonné par l'ajout de contreforts ... 328
7.4.1 Principe ... 328
7.4.2 Exemple d'un mur en briques ... 329

7.5 Renforcement d'un plancher métallique du XIX^e siècle ... 330
7.5.1 Vérification de la capacité portante des poutres principales ... 331
7.5.2 Vérification de la capacité portante des solives ... 331
7.5.3 Renforcement de la poutre principale ... 332

7.6 Mise en œuvre de planchers en bois en réhabilitation ... 334
7.6.1 Planchers de faible portée (< 6 m) ... 334
7.6.2 Planchers de moyenne portée (6-7 m) ... 334
7.6.3 Planchers de portée supérieure à 7 m ... 336
7.6.4 Porte-à-faux de balcon ... 336

7.7 Diagnostic d'un bâtiment rural voûté présentant des désordres structurels graves ... 338
7.7.1 Repérage des désordres ... 338
7.7.2 Dimensionnement des profils ... 340
7.7.2.1 Justification du profil HEA 140 (tab. 7.8) ... 340
7.7.2.2 Justification du profil HEA 180 ... 340

7.7.3 Calcul de la stabilité des murs sous les poussées de voûtes ... 340
7.7.3.1 Vérification de la stabilité du mur supérieur ... 341
7.7.3.2 Vérification de la stabilité du mur inférieur ... 342

7.8 Stabilisation d'un passage voûté par la mise en œuvre de tirants ... 342
7.8.1 Calcul de la stabilité de l'angle du bâtiment ... 343
7.8.1.1 État initial : bâtiment chargé (fig. 7.37) ... 344
7.8.1.2 État actuel : suppression du bâtiment au-dessus des voûtes ... 348
7.8.2 Renforcement des zones voûtées afin de les rendre accessibles au public ... 350

7.9 Renforcement d'un escalier en pierre par scellements ... 352
7.9.1 Généralités sur les plates-bandes et voûtes plates ... 352
7.9.2 Exemple de stabilisation d'un escalier du XVII^e siècle ... 353
7.9.2.1 Hypothèses de calcul ... 353
7.9.2.2 Schémas statiques et efforts ... 354
7.9.2.3 Renforcement de VP ... 355
7.9.2.4 Renforcement de VT ... 355
7.9.2.5 Blocage des murs en fonction des efforts ... 357

7.10 Désordre sur fondations d'un immeuble parisien (1890) ... 358
7.10.1 Généralités sur les fondations des immeubles parisiens ... 358
7.10.2 Diagnostic ... 358
7.10.3 Conclusion ... 359

7.11 Analyse d'une maçonnerie en briques voûtée présentant des désordres ... 360
7.11.1 Objet ... 360
7.11.2 Diagnostic ... 360
7.11.2.1 Calcul de la poussée horizontale de la voûte ... 361
7.11.2.2 Calcul de l'épaisseur du mur pour reprendre la poussée ... 362
7.11.3 Principes de restauration ... 362

7.12 Étude de faisabilité pour la réalisation d'une cage d'ascenseur sur une voûte ... 363
7.12.1 Présentation du cas étudié ... 363
7.12.2 Calcul des efforts dus à la surcharge ... 363

Annexes ... 367

A.1 Approche générale de la physique d'un bâtiment ... 369

A.2 Bilan architectural, environnemental et économique de la réhabilitation ou de la construction en pierre ... 371

A.3 Coût comparé des ouvrages de maçonnerie à Paris en 1890 (tab. A3.1) ... 373

A.4 Évolution de la conception des immeubles parisiens (1880-1930) ... 375

A.5 Poids et charges des planchers des immeubles des années 1930 (tab. A5.1) ... 379

A.6 Classe d'exposition du béton et détermination de l'enrobage des armatures ... 381

A.7 Abaque de Macquart 385

A.8 Calcul des efforts du vent sur une structure 387

A.9 Unités en vigueur jusqu'au début du XIX^{e} siècle 397

A.10 Charges des matériaux 399

A.11 Tableau des profilés anciens 401

Bibliographie 409

Index 411

La réhabilitation des structures des bâtiments anciens

Matériaux – Calculs – Diagnostic et réhabilitation

Quelle est la charge que peut reprendre un poteau en béton armé des années 1930 ? Les fondations d'une église ont-elles été correctement dimensionnées ? Quelles techniques employer pour stabiliser un passage voûté ? Au XIXe siècle, comment étaient calculés les assemblages rivetés ?

Dans le cadre d'un projet de réhabilitation (consolidation, renforcement, changement de destination, etc.), il est parfois indispensable de connaître précisément les charges que peut supporter un élément structurel existant. Malheureusement, ces informations ne sont pas toujours disponibles et retrouver les règles de dimensionnement en usage à l'époque de sa construction s'avère souvent fastidieux, voire impossible.

L'objectif de cet ouvrage est d'appréhender le bâti ancien courant en fournissant les éléments permettant de connaître la composition, le fonctionnement et les pathologies, et de justifier une structure en fonction des matériaux et des techniques mis en œuvre ; il détaille ainsi :
– les caractéristiques et les pathologies des matériaux (pierre, brique, bois, métal et béton) ;
– les règles de dimensionnement des éléments structurels : fondations, murs et poteaux, poutres et planchers, charpentes et toitures ;
– les principes de réhabilitation des structures.

Les études de cas présentées fournissent un panel de situations concrètes auxquelles tout professionnel de la réhabilitation peut être confronté : stabilisation d'un clocher et renforcement d'un beffroi, réhabilitation d'un immeuble en pierre de taille, renforcement d'un mur maçonné à l'aide de contreforts, renforcement d'un plancher métallique du XIXe siècle, diagnostic d'un bâtiment rural, stabilisation d'un passage voûté à l'aide de tirants, renforcement d'un escalier en pierre…

Cet ouvrage s'adresse aux ingénieurs et bureaux d'études structure travaillant sur des projets de réhabilitation, mais aussi, plus largement, aux autres acteurs de ce domaine (architectes, maîtres d'ouvrage spécialisés, etc.) souhaitant comprendre et s'initier aux structures de bâtiments anciens.

Ingénieur de l'École centrale de Nantes, directeur de l'agence AIA Ingénierie Paris, **Alain Popinet** *exerce dans le domaine de la réhabilitation depuis plus de trente ans. Il réalise des diagnostics et mène d'importants projets de consolidation structurelle et de réhabilitation dans toute la France. Son dernier ouvrage,* Traité de maçonnerie ancienne, *est paru aux Éditions du Moniteur en 2018.*

Sommaire

Partie 1. Matériaux
1. Caractéristiques et pathologies des matériaux

Partie 2. Mise en œuvre et dimensionnement des éléments constructifs
2. Fondations
3. Éléments verticaux
4. Éléments horizontaux
5. Charpentes et toitures

Partie 3. Réhabilitation
6. Principes de réhabilitation des structures
7. Exemples de réhabilitation ou de justification des structures

Annexes

ISBN 978-2-281-14568-7

EDITIONS LE MONITEUR