

Alain Popinet

Traité de maçonnerie ancienne

Calculs – Matériaux – Diagnostic et réhabilitation



EDITIONS

LE MONITEUR

si l'emploi de la pierre de taille n'était pas systématique, le mauvais état des voies de communication imposait d'employer des matériaux locaux.

Les voûtes étaient en berceau ou en arête ; les coupoles circulaires ou octogonales étaient maîtrisées, ainsi que les culs-de-four. Le cas des coupoles et dômes mérite d'être cité. La coupole est la partie concave du dôme, vue de l'intérieur, le dôme représentant la partie extérieure convexe. Alors que la coupole est pratiquement toujours en pierre, le dôme peut être en pierre ou en charpente. La technique des coupoles fut retrouvée par tâtonnements aux XI^e et XII^e siècles ; elle fut en particulier développée

dans le Sud-Ouest (Poitou, Charentes et Dordogne). Cette technique reviendra au goût du jour au XVIII^e siècle.

Comme le résume Claude Wenzler dans *Architecture religieuse romane*, « La voûte en berceau [fig. 0.6] reposant sur deux murs parallèles est formée d'un arc indéfiniment prolongé (plein-cintre, surbaissé, outrepassé). Au XI^e siècle, le berceau est généralement en plein-cintre, il le sera encore au XII^e siècle en Auvergne et dans le Sud tandis qu'il se brise en Bourgogne, Provence et Poitou. »

REMARQUE

Les voûtes d'arête romane franchissent rarement des portées excédant 10 m (11 m pour l'abbaye de Cluny, avec une hauteur de 33 m). Les constructions romanes ont progressivement dû évoluer vers d'autres techniques, du fait des limites de reprise des poussées et de l'effondrement d'un certain nombre de voûtes de grande hauteur.

La voûte d'arête (voir aussi la figure 0.2) permet de diminuer les poussées en concentrant les charges sur quatre appuis qu'il s'agit de buter par des contreforts, mais qui permettent de limiter l'épaisseur des murs et de les doter d'ouvertures. Les arcs-doubleaux en pierres taillées, fortement butés par les contreforts en saillie, créent des points fixes donnant du monolithisme à l'édifice.

L'équilibre des forces fut un souci constant des constructeurs romans. Ils résolurent le problème soit en alourdissant les murs gouttereaux (plus épais et situés plus haut au-dessus du départ de la voûte), soit en alourdissant les reins de voûte de façon à rendre le plus près possible de la

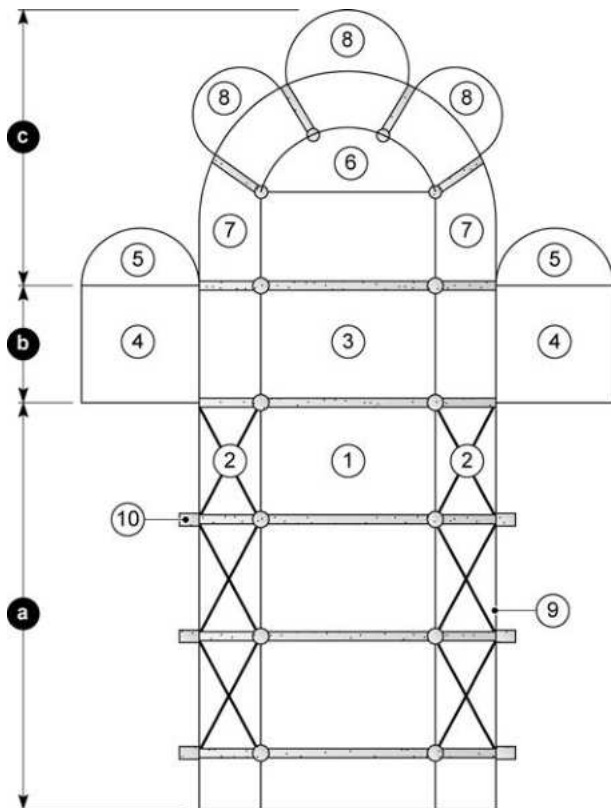


Fig. 0.5. Volumes d'une église romane

a : nef

1 : nef ou vaisseau central

2 : collatéral

b : transept

3 : croisée des transepts

4 : bras du transept

5 : chapelle orientée

c : chœur ou chevet

6 : abside*

7 : déambulatoire

8 : chapelle rayonnante (ou absidiole*)

9 : mur-gouttereau

10 : contrefort

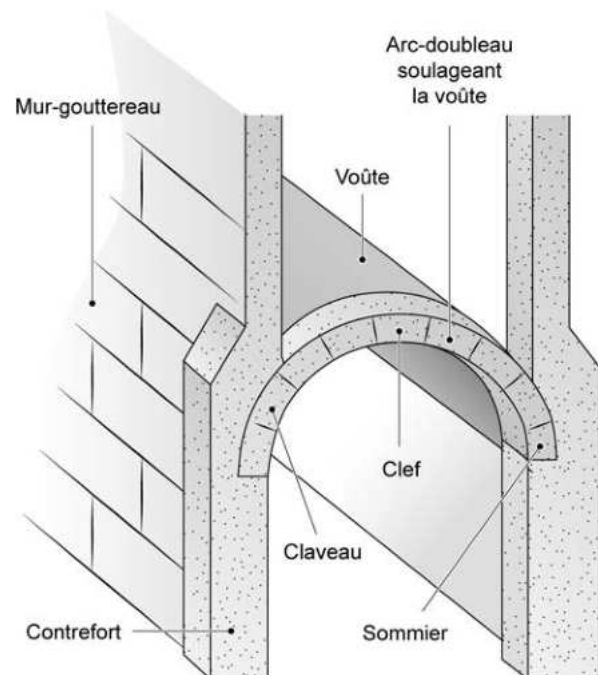


Fig. 0.6. Voûte en berceau et arc-doubleau

cuite ; celles-ci présentent la forme de parallélépipèdes rectangles dont les dimensions sont variables selon les régions.

On retrouve les dimensions empiriques suivantes :

- longueur = $2 \times \text{largeur} + 1 \text{ joint}$;
- largeur = $2 \times \text{épaisseur} + 1 \text{ joint}$.

Les briques sont d'autant plus communes que les pierres sont rares ou de moindre qualité.

On trouve essentiellement des constructions en briques dans le Nord, le Nord-Est et le Sud-Ouest de la France.

La plupart des briques de Bourgogne ou de Paris ont pour dimensions : $0,05 \text{ (ep)} \times 0,105 \text{ (l)} \times 0,22 \text{ (L)} \text{ m}$.

Les briques de Bourgogne sont réputées les meilleures au XVIII^e siècle pour les constructions parisiennes ; les autres étaient réputées manquer de consistance et se réduire en poussière.

Tab. 1.15. Coefficients de frottement des principales pierres

Matériau	Coefficient de frottement initial	Coefficient de frottement en cours de mouvement
Calcaire tendre « bien dressé » (*)	0,74	0,64
Calcaire dur « bien dressé » (*) sur calcaire tendre	0,75	0,67
Calcaire dur « bien dressé » (*) sur calcaire dur	0,70	–
Calcaire tendre sur calcaire dur	0,75	0,65
Grès uni sur grès uni	0,66 à 0,71	–
Calcaire dur poli (**) sur calcaire dur poli	0,58	–
Calcaire dur bouchardé sur calcaire dur bouchardé	0,78	–
Granite bien dressé sur granite bouchardé	0,66	–
Maçonnerie sur béton	0,76	–
Maçonnerie sur terre ordinaire	0,57	–
Maçonnerie sur argile humide	0,30	–

(*) Dressage manuel, ou à la scie, excluant la taille moderne à commande numérique qui donne une surface très lisse, diminuant le coefficient de frottement.
(**) Cette valeur illustre le propos précédent.



Photo 1.7. Attaque du calcin sur un calcaire tendre aggravé par un enduit hydraulique



Photo 1.8. Dégradation de la corniche et du jambage d'une lucarne faute d'entretien

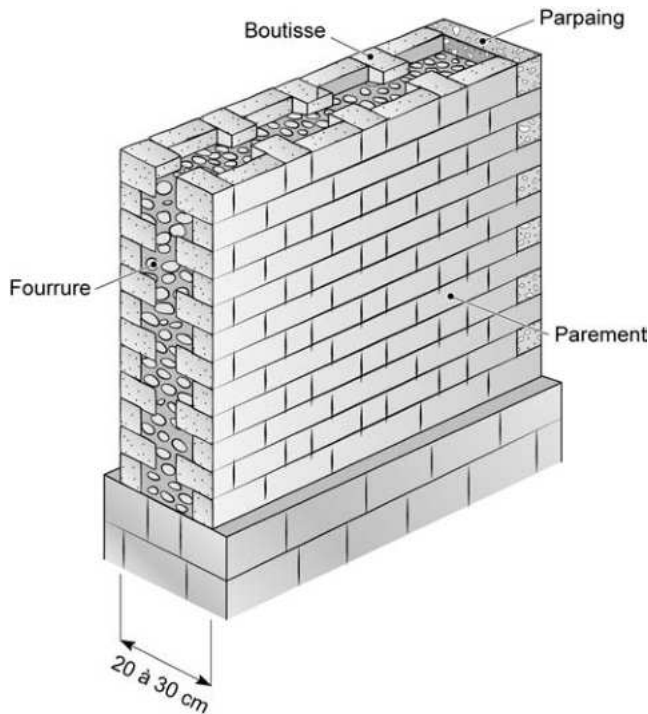


Fig. 2.2. Coupe type de mur à parement avec parpaing et boutisses

notamment du montage, de la présence ou non de boutisse et de la qualité du remplissage, toute l'épaisseur du mur peut être porteuse. Si les parois sont minces et qu'il y a peu de pierres traversantes, seul le remplissage est porteur.

Ces appareils sont très courants sur les édifices religieux (murs et piliers). Ils présentent le risque de flambement des parements par écrasement ou pression forte du remplissage (fig. 2.3).

2.4.1.3 Maçonnerie « ordinaire »

L'appareil, irrégulier, est formé de pierres de toutes dimensions, raccordées en assises. Ces murs présentent une épaisseur d'une cinquantaine de centimètres et constituent l'essentiel des constructions rurales. Il s'agit souvent de murs à deux parements faiblement reliés.

Les angles sont soit en pierres taillées plus ou moins finement, soit en briques, et confèrent une solidité indispensable aux angles.

REMARQUE

Lorsque les pierres sont taillées en prismes irréguliers, on parle alors d'« *opus incertum* ».

2.4.1.4 Maçonnerie de galets

Fortement consommatrice en mortier de chaux, cette technique est assez récente puisqu'elle date du ^{xv}e siècle seulement ; auparavant, les maisons étaient bâties en terre

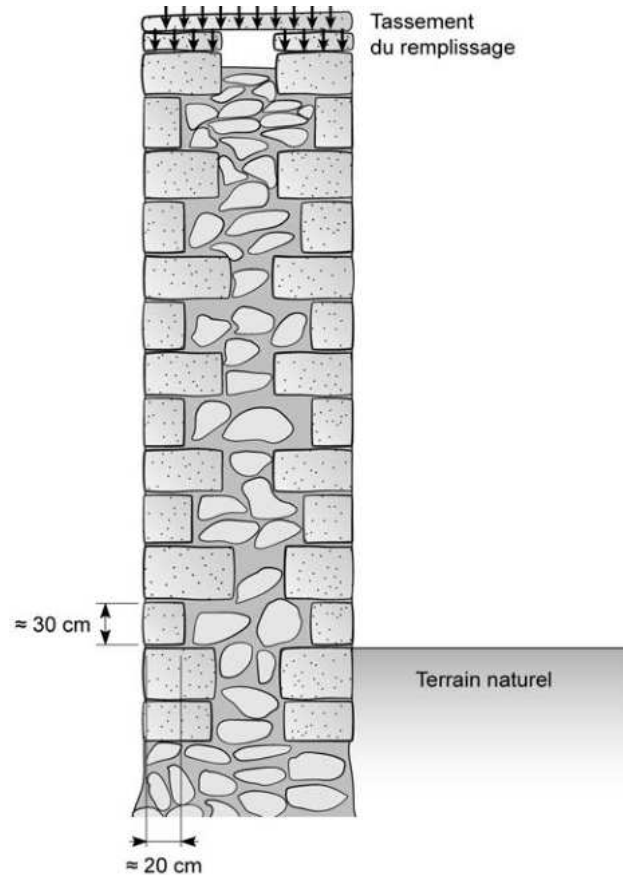


Fig. 2.3. Mur à parement avec tassement du remplissage

ou en bois. Ces murs nécessitent des banches au montage. Ils sont souvent « mixtes », dans le sens où les soubassements sont en moellons, ainsi que les chaînes d'angle. Ils comportent parfois des rangées de briques pour assurer la cohésion de la maçonnerie.

Le principe d'une maçonnerie est de créer un ensemble aussi résistant que s'il était réalisé avec une seule pierre. Le contact linéaire entre blocs est une donnée essentielle à la résistance de l'ouvrage, car chaque point dur ou vide constitue un potentiel point faible pouvant conduire à la rupture d'une pierre ; de même, cette rupture peut générer à son tour un désordre potentiellement dommageable sur l'ouvrage.

L'expérience des anciens indique que les proportions idéales d'un bloc sont les suivantes : $L = 2 \text{ à } 3 \text{ fois } h$, $l = 1 \text{ à } 1,5 \text{ fois } h$. Pour des pierres dures, la longueur peut aller jusqu'à quatre fois la hauteur, et la largeur jusqu'à deux fois la hauteur. Les pierres reçoivent des dénominations variées en fonction de la manière dont elles sont taillées.

2.4.1.5 Moellon brut

Également dénommé « pierre de champs », le moellon désigne une pierre brute prélevée dans un champ ou mise

2.5.2 Cheminées industrielles

Ces ouvrages (fig. 2.64) fleurirent au XIX^e siècle pour évacuer les produits de combustion des manufactures, des fonderies... Ils continuèrent à être construits jusque dans les années 1960, notamment pour les chaufferies collectives des immeubles. Leur hauteur était calculée en fonction de la puissance de la chaudière, la vitesse du tirage étant estimée proportionnelle à la racine carrée de la hauteur. Les dimensions sont données dans le chapitre 4.

Un soin particulier est apporté :

- au couronnement, généralement en briques surcuites, et protégé par une plaque de fonte ou de plomb destinée à empêcher l'humidité de pénétrer à l'intérieur de la maçonnerie ;
- aux fondations, car un tassement provoquerait une inclinaison dommageable à la stabilité de la cheminée (fig. 2.64 et 2.65).

2.5.3 Cheminées courantes et conduits insérés dans les murs

Une cheminée est, d'après Pierre Noël dans son dictionnaire *Technologie de la pierre de taille*, « une construction abritant un âtre où l'on fait du feu, et comportant un conduit pour donner issue à la fumée ».

Le chauffage bois ou charbon dans les immeubles, systématique jusqu'au début du XX^e siècle, nécessitait la réali-

sation de cheminées et de conduits dans de nombreux murs, diminuant ainsi largement leur résistance. En l'absence de cheminées, les murs étaient munis au moins de boisseaux dans les murs de refends. S'il ne s'agit pas en tant que tels d'ouvrages structuraux, la présence avérée – ou prévisible – de boisseaux traversants doit être prise en compte, car il le fragilise.

Ainsi, dans le cas de calcul du mur en tant que refend ou en tant qu'appui de plancher, cette particularité doit être appréhendée avec précaution. Dans son *Architecture pratique* (1774), Pierre Bullet précise que l'on peut construire les cheminées en brique, plâtre ou pierre de taille, la meilleure manière étant la brique bien cuite jointoyée au mortier de chaux. L'enduit doit être uni pour éviter que la suie ne s'y accroche. La souche peut être en brique ou en pierre de taille, le parement doit avoir au moins 12 cm d'épaisseur, et l'usage de crampons en fer est fréquent pour donner de la cohésion à l'ouvrage. L'épaisseur recommandée du boisseau varie entre 25 et 30 cm.

D'après *Le guide de ceux qui veulent bâtir*, de Nicolas Le Camus de Mézières (1781), « Votre dernier plancher étant posé, vous devez songer à vos souches de cheminée et étudier votre plan. Compter le nombre de vos tuyaux, examinez de quel côté ils doivent être dévoyés pour la facilité de vos appartements, voyez s'ils ne se croisent point. » Et l'auteur de préciser : « Ne construisez jamais de tuyaux où un homme ne puisse passer. Il faut à chaque

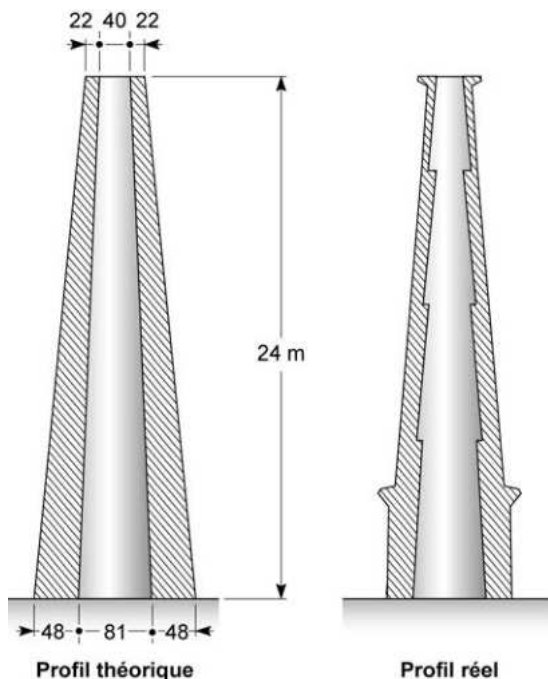


Fig. 2.64. Cheminées industrielles

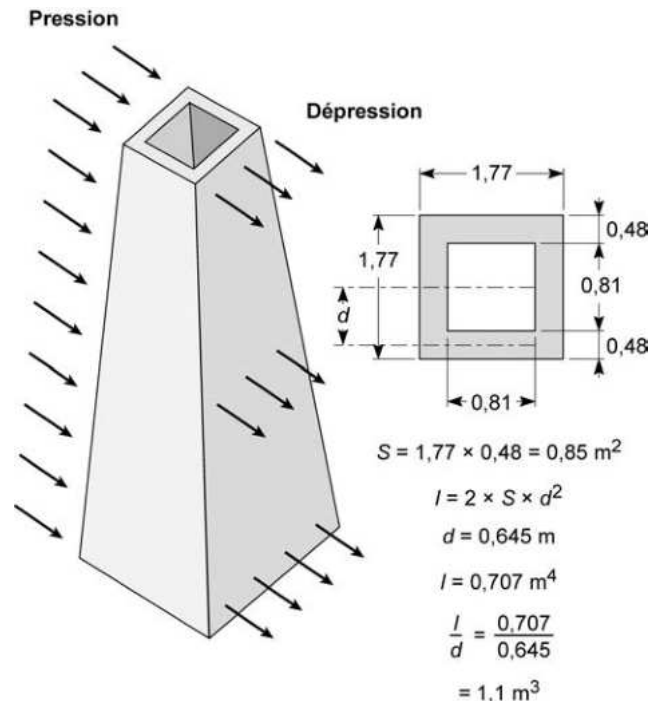
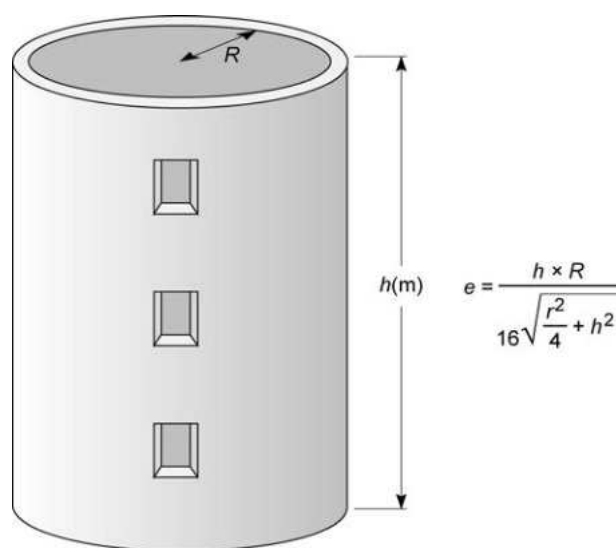


Fig. 2.65. Calcul au vent d'une cheminée industrielle

Tab. 3.17. Épaisseur recommandée en fonction du nombre d'étages et de la profondeur du bâtiment

Nombre d'étages	Épaisseur des murs à la partie inférieure			
	Profondeur de 6 m (m)	Profondeur de 8 m (m)	Profondeur de 10 m (m)	Profondeur de 12 m (m)
1	0,31	0,36	0,41	0,46
2	0,47	0,52	0,57	0,62
3	0,63	0,68	0,73	0,78
4	0,79	0,84	0,89	0,94
5	0,95	1,00	1,05	1,10
6	1,11	1,16	1,21	1,26


Fig. 3.11. Ouvrage circulaire

avec :

r : rayon de l'enceinte ou de la tour ;

h : hauteur de l'enceinte ou de la tour ;

n : facteur d'élancement qui varie de 8 à 12 (8, pour une très forte stabilité ou pour des murs en moellons ; 10, pour une stabilité forte ; 12, pour une stabilité moyenne ou des pierres de taille et un montage de bonne qualité).

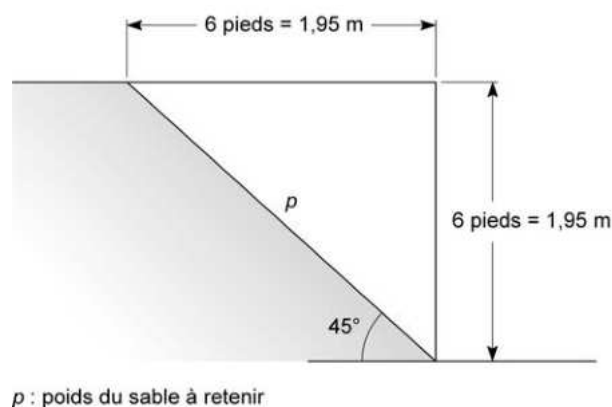
EXEMPLE

Calcul de l'épaisseur d'un mur

Pour une tour de 15 m de haut et d'un rayon de 5 m, avec $n = 8$, l'épaisseur du mur serait de 31 cm ($h/47$).

3.2.7 Ouvrages de soutènement

Il s'agit des ouvrages qui soutiennent les massifs de terre, les terrasses et les parapets, et sur lesquels une poussée de terre s'exerce de manière permanente. La complexité de la conception des ouvrages de soutènement (autrefois appelés « murs de revêtement ») est connue depuis l'Anti-


Fig. 3.12. Théorie des soutènements de Bullet

quité. À l'époque déjà, Vitruve s'y attardait longuement. La règle simple qu'il conseillait d'adopter consistait à mettre en place des contreforts de même épaisseur que le mur, espacés de la hauteur de celui-ci.

Si les soutènements et remparts ont été construits de manière empirique jusqu'au milieu du $xvii^e$ siècle, on doit à Vauban les premières règles de calcul des soutènements. Ses règles avaient cours pour les ouvrages militaires « exceptionnels » (forts, citadelles...), car ils devaient notamment résister aux tirs d'artillerie.

Au milieu du $xviii^e$ siècle, des règles simples ont été émises par Pierre Bullet (fig. 3.12). Compte tenu de la popularité de ses ouvrages (essentiellement relatifs au « toisé », c'est-à-dire au mètre, mais qui contiennent de précieux conseils pour les bâtisseurs), on peut penser que de nombreux soutènements ont été mis en œuvre selon les conseils de Bullet : « Les plus sages donnent aux murs de remparts et de terrasse toujours plus d'épaisseur que moins afin de prévenir les inconvénients qui en peuvent arriver ; mais l'on n'a point encore, que je sache, décidé leur épaisseur : en voici un essai dont je me suis avisé, qui est fondé sur les principes de la mécanique. »

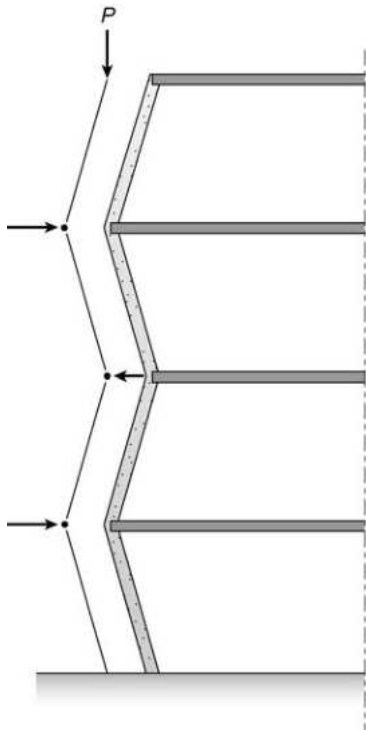


Fig. 3.57. Équilibre des forces – Détail

Le dévers est estimé en fonction de son angle avec la verticale. Dans le calcul d'un ouvrage neuf, l'Eurocode 6 conseille de prendre systématiquement un angle « d'imperfection » : $\gamma = 1/(100 \times H_{\text{tot}}^{1/2})$.

L'angle est donné en radian par rapport à la verticale, H_{tot} étant la hauteur totale de la structure en mètres.

EXEMPLE

Calcul sommaire de l'effort à appliquer dans un tirant

Prenons le cas d'un bâtiment courant : $8 \times 10 \times 6 h$ présentant des fissures aux raidisseurs d'angle et un dévers de 1,5 % d'une des façades (soit un faux aplomb de 9 cm vers l'extérieur), des maçonneries en moellons de 50 cm d'épaisseur, une résistance admissible au calcul en compression du mur de 0,7 MPa (1/10 de la résistance de la maçonnerie à l'écrasement, ou calcul détaillé selon l'Eurocode 6).

On choisit de poser trois tirants en tête. Chaque tirant reprend donc $60 \text{ m}^2/3 = 20 \text{ m}^2$. Il n'y a pas de poussée de charpente :

- vent : dépression 60 daN/m², soit $60 \times 20 = 1\,200$ daN par tirant ;
- dévers : $0,015 \times 20 \times 0,5 \times 2\,000 = 300$ daN par tirant.

La traction dans les tirants est égale à 1 500 daN (1,5 t).

Les tirants étant en général métalliques, cet effort de traction est assez peu pénalisant pour le calcul du diamètre. On conseille une grande prudence pour la prise en compte du dévers, et si le dévers est inférieur à 3 %, l'expérience conseille de prendre en compte cette valeur, ce qui donne un effort de $1\,200 + 600 = 1\,800$ daN.

Reste à déterminer la surface de la platine ou de la croix. Celle-ci doit être d'autant plus grande que le mur est hétérogène et en mauvais état. Dans le cas extrême, les platines ou les croix peuvent être remplacées par des « U » métalliques filants. Le calcul de la surface de la platine est effectuée en divisant l'effort par la résistance

en compression admissible de la maçonnerie, soit $S = 18\,000/0,7 \times 10^6$ d'où 257 cm² (platine 16 × 16 ou croix de Saint-André 25 × 5).

3.4.2 Calcul des tirants sur chaque niveau

La précédente approche sommaire est applicable pour les bâtiments simples et réguliers, avec un dévers en tête. Dans le cas d'un bâtiment présentant des désordres à chaque étage, avec des murs comprimés « faisant le ventre entre niveaux », on doit lui préférer l'approche suivante. Celle-ci nécessite un relevé précis du profil du mur.

Après avoir représenté le profil réel du mur, on représente le mur sous la forme d'une ligne polygonale joignant le point d'intersection du mur et des planchers. On suppose que les tronçons de mur sont monolithes et articulés entre eux.

L'équilibre de cette pseudo-chaîne d'arpenteur est fonction de l'angle de chaque tronçon avec la verticale, du poids sur le tronçon considéré et du blocage de l'effort résultant aux nœuds.

Si l'on détaille sur un tronçon, P étant la charge verticale par mètre linéaire en tête de mur du niveau considéré (mur au-dessus + planchers + charpente...), l'équilibre du triangle des forces donne simplement :

$$R = 2 \times P \times e/h$$

La stabilité sera donc assurée par un tirant reprenant l'effort R , les planchers du niveau inférieur et supérieur formant *butons**. Dans une construction courante, un montage satisfaisant à l'œil donne une déformation $e = h/40$, ce qui suppose que chaque niveau de plancher ou de tirant peut reprendre le vingtième (5 %) du poids du mur sur le niveau du dessus. Il ne faut pas déduire de cette formule que des tirants sont nécessaires à tous les niveaux. Dans la réalité, l'excentrement e du mur est largement inférieur au quarantième de la hauteur. Les appuis de poutre ou de solives forment des tirants naturels par frottement sur la pierre.

La formule prend son sens lorsque des dévers ou mouvements sont observés, lorsqu'on vient créer une trémie, supprimant ainsi des tirants naturels, ou lorsque les appuis de planchers ou de solives sont dégradés (c'est-à-dire attaqués par l'eau, les insectes, les champignons...).

3.4.3 Calcul du renforcement d'un tronçon d'étage

Ce calcul intervient lorsqu'il s'agit d'éviter le *déversement** d'un mur entre deux niveaux d'étage (on dit alors que le mur « fait le ventre »).

Soient les valeurs suivantes :

d : espace entre l'axe du mur dans sa position verticale de plancher à plancher et son axe dans sa position réelle (en m) ;

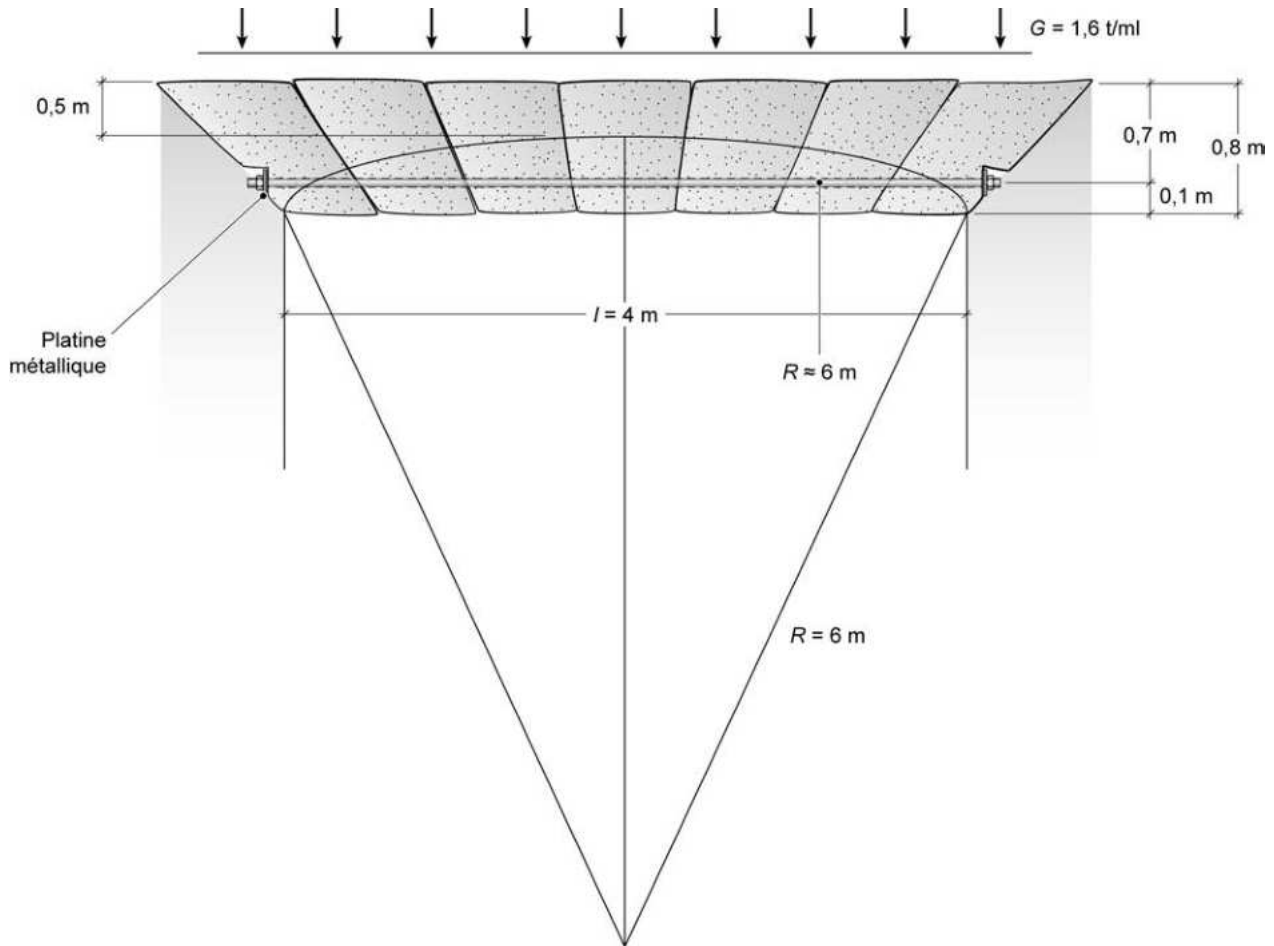


Fig. 4.23. Platebande avec précontrainte

La charge équivaut à un mur de 40 cm d'épaisseur et de 2 m de hauteur (platebande comprise), soit :

$$G = 2 \times 0,4 \times 2\,000 = 1,6 \text{ t/ml}$$

L'axe de la tige de serrage est situé à 10 cm du nu inférieur de la platebande, soit un bras de levier $z = 0,7 \text{ m}$.

Le calcul de la poussée horizontale de la voûte inscrite n'est pas recommandé pour une platebande dont le mode de ruine et le fonctionnement sont différents de celui d'une voûte.

La formule $T = P \times l/8 \times f$ conduirait à une poussée excessive.

On peut approcher le calcul de la tension par la théorie de la résistance des matériaux :

De manière assez sommaire, la tension $T \times z = M_f$

d'où $M_f = 1,6 \times 4^2/8 = 3,2 \text{ t.m}$

Soit une tension dans la tige de l'ordre de $3,2/0,7 = 4,6 \text{ T}$.

On ne peut pas assimiler une barre inox enrobée de coulis à un fer dans une poutre en béton armé. La solution de blocage et d'application d'un couple de précontraintes consiste à bloquer l'extrémité du tirant.

La section de la platine se calcule simplement par la formule :

$$S = \frac{T}{f_m}$$

avec :

S : section de la platine (en m^2) ;

T : effort de traction dans la tige (en N) ;

f_m : résistance de compression au calcul de la maçonnerie (en Pa).

Avec un calcaire semi-dur, et $f_b = 20 \text{ MPa}$, mortier NHL de $f_m = 2,5 \text{ MPa}$ et de coefficient $\gamma_M = 3$, on obtient :

$$f_m = 0,45 \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3}/\gamma_M = 1,6 \text{ MPa}$$

$$S = 0,028 \text{ m}^2, \text{ soit une platine de } 17 \times 17 \text{ cm !}$$

Il convient ensuite de serrer raisonnablement le tirant, en évitant cependant de donner un effort de précontrainte

- surveiller et assurer le bon fonctionnement des barbacanes pour les soutènements et remparts ;
- éviter les perturbations géotechniques en pied de mur (drainage excessif, imperméabilisation du sol...).

5.1.3 Comprendre un édifice

5.1.3.1 Histoire de l'édifice

En partenariat avec l'architecte, spécialement formé sur l'aspect historique, l'ingénieur devra intégrer les grandes lignes historiques de l'édifice, à savoir :

- la période de construction, afin de rattacher l'ouvrage aux modes constructifs et, le cas échéant, aux approches de dimensionnement de l'époque ;
- les modifications : en effet, les ouvrages multiséculaires nous sont rarement parvenus dans leur état d'origine. Les édifices religieux, notamment, sont souvent dotés d'une base romane ou préromane antérieure au XII^e siècle, d'interventions dites « gothiques » entre les XII^e et XIV^e siècles, et parfois de clochers datant des XV^e ou XVI^e siècles. Chaque partie d'ouvrage doit alors être abordée différemment, du fait par exemple d'une rigidité différente des parties d'ouvrage ;
- les interventions, qui ont pu concerner simplement une partie d'ouvrage (c'est le cas, entre autres, des changements de pierres) ;
- les pierres et les joints : la solidité du mur dépend largement de leur nature et de leur mise en œuvre. Ainsi, une reconnaissance des pierres selon les essais préalablement recensés permet une approche exacte des matériaux en œuvre ;
- les armatures : celles-ci ne sont pas facilement décelables. Il s'agit souvent de tirants dissimulés dans la maçonnerie, et couramment employés à partir du XVII^e siècle. On les décèle parfois par l'impossibilité de justifier la reprise des poussées sans ajout de métal, ou par la présence de platine ou de croix en façade ;
- les fondations : là encore, celles-ci ne sont pas décelables sans sondage de reconnaissance. Elles sont souvent superficielles, et d'une largeur de 1,5 à 2 fois l'épaisseur du mur en élévation.

5.1.3.2 Modifications au cours de la vie de l'édifice

Dans le cas d'édifices majeurs (cathédrales, monuments historiques, ouvrages d'art...), un historique des travaux est généralement disponible. En l'absence d'un tel document, une comparaison entre les plans à différentes époques permet de déterminer rapidement les modifications structurelles.

Parmi les interventions ayant un impact sur la structure, certaines (fig. 5.1 et tab. 5.1) peuvent être de nature à entraîner des dommages ou, tout au moins, à fragiliser le bâtiment. Les désordres ne sont pas systématiques, car

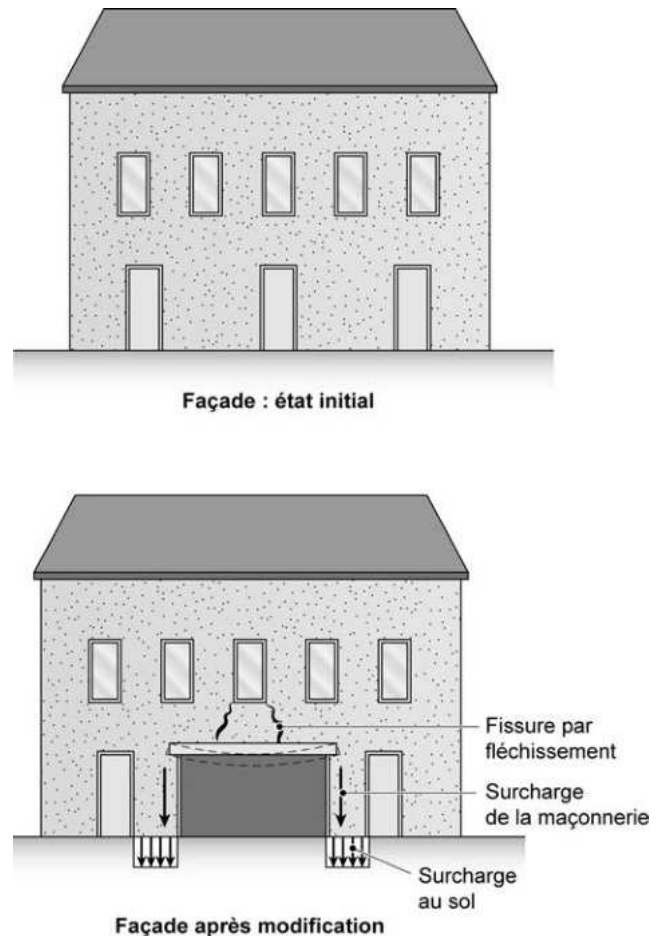


Fig. 5.1. Modification d'une ouverture en façade

leur apparition est fonction du coefficient de sécurité initial de l'édifice ; pourtant, dans la mesure où un édifice ancien trouve son équilibre depuis plusieurs siècles, toute modification du cheminement des efforts doit s'entourer de précautions.

5.1.3.3 Modification de la venue d'eau

Lors de la détection d'humidité excessive sur les murs d'un bâtiment, ou en cas de traces de pourriture sur les appuis de poutres ou les pannes sablières, il faut nécessairement s'interroger sur la nature de la présence d'eau à proximité de l'ouvrage.

L'eau a-t-elle toujours été présente ? Les passages d'eau sont-ils accidentels ou récurrents ? Des aménagements périphériques de voirie susceptibles d'empêcher l'évaporation de l'eau du sol ont-ils eu lieu ? La mesure comparée de la teneur superficielle en eau d'un édifice peut, à cet égard, être instructive. En effet, outre le fait qu'une pierre saturée en eau peut perdre 30 à 50 % de sa résistance, une

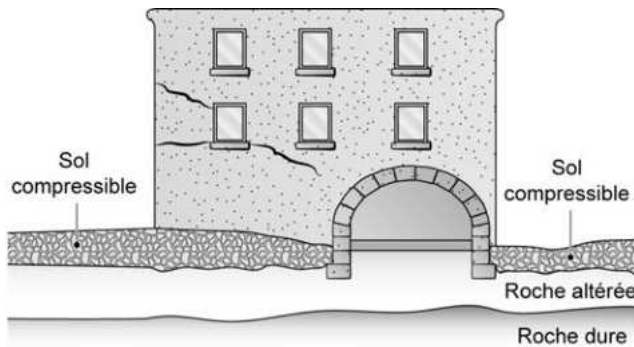


Fig. 5.14. Désordre dû à une fondation sur un sol hétérogène

Une reprise en sous-œuvre visant à homogénéiser l'assise du sol ou une consolidation par injection est généralement suffisante. Ces opérations de renforcement de sol peuvent s'accompagner de scellements, de tirants ou de chaînages en vue d'une restauration du monolithisme du bâtiment.

5.2.6.3 Pourrissement des pieux en bois

Cet ouvrage ne traite pas spécifiquement des fondations profondes anciennes, tels les pieux en bois par exemple. Cependant, au cours d'un diagnostic ou d'une réflexion sur des désordres structurels, dès lors qu'une corrélation entre ces désordres et les fondations est possible, il convient ;

- soit de recourir à une étude de sol avec reconnaissance (voir chapitre 7) ;
- soit de se référer à l'historique constructif de l'ouvrage.

Dès lors que les fondations sur pieux en bois sont avérées, il faut s'interroger sur l'évolution du niveau de la nappe environnante. Ainsi, un pieu planté sous le niveau de la nappe et qui y a pourtant « baigné » plusieurs siècles sans problème peut s'altérer et pourrir si le niveau d'eau périphérique baisse.

5.2.6.4 Libages en pierre tendre

Bien que les règles de base les plus anciennes privilégient des libages en pierre dure, l'intégration de pierres tendres en fondations ne peut être exclue. Ces pierres peuvent être sensibles à une modification de l'hygrométrie du sol et perdre une part de leur résistance, pouvant aller jusqu'à la rupture. Il se crée ainsi une forme de fissuration en escalier ou en voûte dont il est bien difficile de déterminer la cause, sauf à réaliser des sondages sur la hauteur du libage (fig. 5.15).

5.2.6.5 Remontées d'eau du sol

La remontée d'eau du sol (entre 60 cm et 1,20 m) est à l'origine de nombreux désordres sur la maçonnerie,

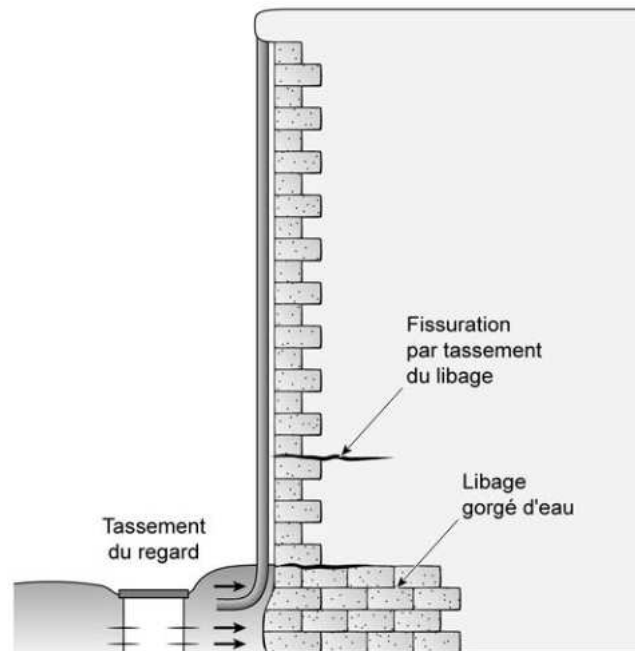


Fig. 5.15. Tassement d'un libage en pierre tendre

notamment en dégradant les joints ou en provoquant un tassement du remplissage entre parements. Ces désordres sont aggravés en cas de « blocage » de l'évaporation par des joints ou par un enduit trop étanche (tel un enduit ciment). La capillarité, la porosité et la capacité d'absorption sont donc des facteurs déterminants dans la vulnérabilité à l'eau de l'ouvrage.

L'eau du sol contient notamment des sels et des nitrates qui dissolvent les gypses et les calcaires.

5.2.6.6 Tassements

Jusqu'au début du ^{xx}e siècle, la plupart des ouvrages étaient fondés de manière empirique (chapitre 2). Si certains tassements se sont produits dès l'origine, et ont été plus ou moins réparés depuis (par des reprises en sous-œuvre notamment), d'autres ouvrages génèrent en revanche une contrainte sur le sol très proche de la limite admissible, rendant alors possible un tassement dès que le moindre changement de qualité du sol ou de charge sur l'ouvrage intervient.

RECOMMANDATION

En cas de doute, une étude de sol préalable avec reconnaissance des fondations permettra une comparaison entre la charge exercée sous les ouvrages et la contrainte admissible.

La charge sur ouvrage ramenée au mètre carré peut être très variable entre les piliers et les murs, et entre les

REMARQUE

Pour mémoire, le coefficient de sécurité usuel proposé est de 7. Une telle tige en diamètre 16 mm, avec percement de 18 mm, mobilise à l'arrachement 7 000 N sur un mètre.

La valeur est faible, car avec un coefficient de sécurité de 7, il reste en effet 1 000 N au calcul ! Il s'agissait en l'occurrence d'une maçonnerie de briques en mauvais état, et le scellement assez court a rapidement conduit à l'arrachement de la brique par effet de cône ;

- valeur de frottement moyen à l'arrachement dans un cas de maçonnerie de pierre de taille en calcaire tendre (10 MPa à l'écrasement), moyennement homogène, avec rupture de l'adhérence entre résine et pierre (cas c du fig. 6.15) :

- coefficient de frottement après réduction : 0,1 N/mm²,
- coefficient de frottement à la rupture : 0,7 N/mm².

Une telle tige, de diamètre 12 mm avec percement à 16 mm, mobilise à l'arrachement au calcul 5 000 N sur 1 m ;

- valeur de frottement maximum à l'arrachement dans un cas de maçonnerie de pierre de taille calcaire, homogène, avec rupture de l'adhérence entre résine et pierre (cas c) :

- coefficient de frottement après réduction : 0,349838 N/mm²,
- coefficient de frottement à la rupture : 2,448864 N/mm².

Une telle tige de diamètre 35 mm, avec percement à 50 mm, mobilise à l'arrachement au calcul 55 000 N sur 1 m (valeur correcte, voir fig. 6.17).

Il ne faut toutefois pas déduire du graphe qu'une pierre dure présente un meilleur résultat vis-à-vis de l'arrachement. En effet, le carottage dans une pierre dure offrira peu d'aspérité latérale (orifice lisse) et la résine présentera paradoxalement peu d'adhérence.

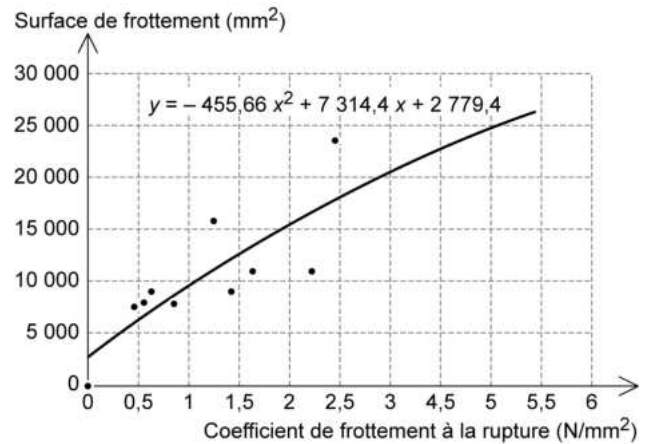


Fig. 6.17. Synthèse d'essais sur le coefficient de frottement (source : AIA Ingénierie)

6.2.3 Pinc

Assez lourde, la technique des pinc doit faire l'objet d'une étude spécifique par un bureau d'études qualifié. Elle est utilisée en remplacement des tirants, dans une nef ou en pied de voûte, afin de s'opposer aux poussées. On a recours à cette technique en cas de faiblesse des arcs-boutants ou des contreforts, puisqu'elle contrecarre les poussées horizontales des voûtes et des arcs. Les pinc sont en béton ou en métal (fig. 6.18), plus rarement en bois (en raison du manque de rigidité).

Cette méthode consiste à calculer d'abord la poussée horizontale de la voûte, après avoir conclu à la faiblesse des contreforts ou arcs-boutants, puis à dimensionner

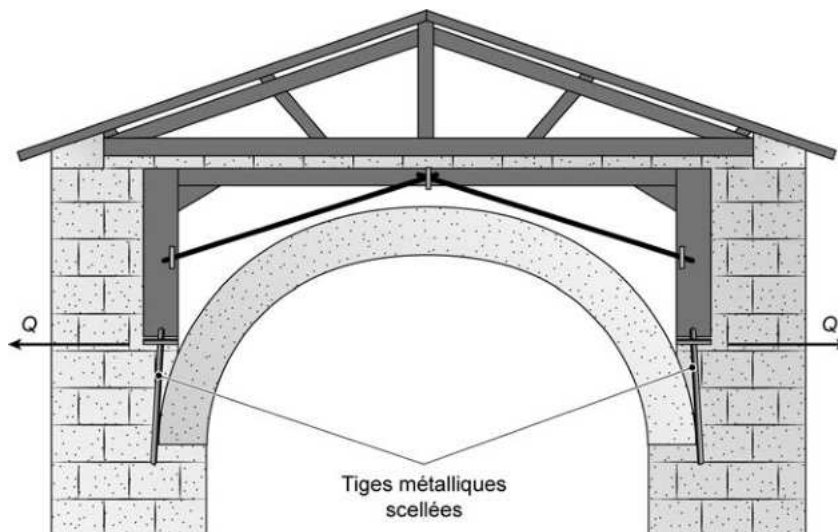


Fig. 6.18. Pince métallique insérée dans un comble de style roman

$E_p : 29 \text{ cm} > 22 \text{ cm}$.

On peut donc déjà affirmer que :

- l'ouvrage est assez fragile (réalisation au moindre coût) ;
- la suppression des refends s'avère impossible (sauf à les remplacer par un ouvrage d'inertie suffisante) ;
- il est probable que la justification des murs soit assez difficile. Si l'on peut admettre que les pignons nord et sud sont butés par le plancher (encore faut-il que celui-ci soit suffisamment rigide car les solives portent sur le mur, mais les formules donnent, avec $h = 3,50 \text{ m}$ et $l = 8 \text{ m}$, respectivement 40 et 27 cm...). Les pignons sont moins exposés à la pluie et aux vents dominants. L'essentiel de la vérification porte donc sur les façades, en commençant par les refends.

Les murs en moellons calcaires de 25 cm d'épaisseur sont chargés par 3,5 m de charpente de couverture, soit 210 daN/ml ($3,5 \times 60$). Ils sont chargés par 3,5 m de plancher, soit 525 ($3,5 \times 150$) daN/ml. On vérifie donc le mur selon les modalités de la figure 7.9 (voir également le chapitre 4).

$l : 8 \text{ m}$

$N = 8 \times (525 + 210) = 5\,880 \text{ daN}$

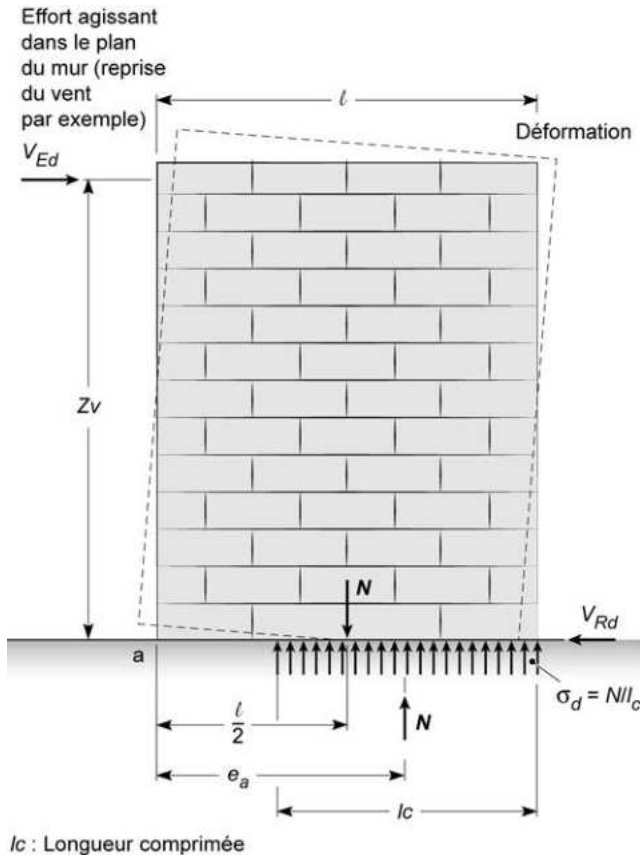


Fig. 7.9. Effort tranchant en tête de mur (V_{Ed}) et déformation associée

Le vent s'exerçant sur la façade est transmis au refend à raison de $87,70 \text{ daN/m}^2 \times 4 \text{ m}$, soit 351 daN/ml (environ 4 m de façade sont repris par le refend). La formule de l'Eurocode 6 requiert un effort tranchant en tête V_{Ed} . On calcule donc le V_{Ed} équivalent pour le même moment de flexion sur le mur :

$$V_{Ed} \times Z_v = 351 \times Z_v^2/2 \text{ d'où } V_{Ed} = 175 \times Z_v$$

$Z_v \sim h$, ce qui donne $V_{Ed} = 175 \times 7 = 1\,228 \text{ daN}$.

On peut conclure des précédents calculs que les murs en moellons de 25 cm formaient des refends efficaces.

REMARQUE

Il est souvent proposé de laisser des quilles le long des murs afin de former des refends de faible longueur. À titre d'information, si l'on devait réaliser un refend en moellons de 25 cm d'épaisseur reprenant le vent sur la façade, il faudrait que sa longueur soit de l'ordre de 5 m... Dans ces conditions, mieux vaut maintenir le mur !

Lors de l'aménagement du bâtiment, et dans le cadre de la suppression des refends, l'ingénieur devra dimensionner des portiques métalliques reprenant la poussée du vent ($87,70 \times 4 = 351 \text{ daN/ml}$), tout en vérifiant que le déplacement en tête de portique est cohérent. Un portique métallique offrira plus de souplesse qu'un mur. Il convient, par conséquent, d'éviter des déplacements trop importants qui génèreraient des désordres en façade, et pourraient contribuer à renvoyer davantage d'efforts aux refends rigides en pierre.

Pour vérifier le mur séparant le pignon et le refend (ou le portique), on considère le mur de façade comme une plaque de 4 m de large sur 7 m de hauteur retenue sur quatre côtés (on admet que la charpente bloque le mur en tête).

Lorsque le plan de rupture est perpendiculaire au lit de pose (fig. 7.8.b), on obtient :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 \times W_{Ed} \times l^2$$

Lorsque le plan de rupture est parallèle au lit de pose (fig. 7.8.a), on obtient :

$$M_{Ed1} = \alpha_1 \times W_{Ed} \times l^2 = \mu \times M_{Ed2}$$

$$\text{et } \mu = \alpha_1/\alpha_2$$

Le coefficient μ est le rapport des deux résistances de calcul à la flexion dans les deux directions (0,25). Le calcul d'un mur en flexion (tab. 7.2) suppose donc de calculer M_{Ed} dans les deux directions.

On calcule le rapport $h/l = 7/4$, soit 1,75.

Puis on calcule μ :

- mur sans chargement axial $\mu = f_{xd1}/f_{xd2}$;
- dans le cas d'un mur sans chargement vertical, on prend $\mu = 0,25$;
- dans le cas d'un mur sur quatre appuis simples, on lit α_2 en fonction du rapport h/l (tab. 7.3)

On déduit M_{Ed2} et M_{Ed1} :

- $M_{Ed2} = 0,091 \times 87,700 \times 4^2 = 128 \text{ daN.m}$;
- $M_{Ed1} = 0,250 \times M_{Ed2} = 32 \text{ daN.m}$.



Photo 5. Cathédrale Notre-Dame-de-l'Annonciation, Le Puy-en-Velay (Haute-Loire)

Monument majeur de l'art roman classé, la cathédrale du Puy a été construite entre les XI^e et XIII^e siècles. Elle en est emblématique de par ses proportions et ses arcs liés par des quilles en pierre.



Photo 6. Détails de voûtes et de liernes à la fin du XV^e siècle (Lot-et-Garonne)

La lierne permet de séparer en voûtains les différents éléments d'une croisée d'ogive.

7.2.6 Diagnostic d'un pont en pierre du début du XIX^e siècle

7.2.6.1 Objet du diagnostic

Le présent rapport est relatif à la reconnaissance structurelle et au diagnostic d'un pont en pierre en région parisienne. Cet ouvrage date du début du XIX^e siècle (1820-1830). C'est un pont-arc en maçonnerie calcaire, avec voûte en plein-cintre composée de pierres et de briques. Il présente une coupe et des dimensions courantes pour un ouvrage de cette époque (photo 7.19).

7.2.6.2 Constat des désordres

Description de l'ouvrage

La portée de l'ouvrage est de 4,00 m, la hauteur entre le sol et la naissance des voûtes est de 2,00 m environ. L'épaisseur à la clef est de 60 cm, l'épaisseur aux naissances et celle des culées est de l'ordre de 1 m. L'épaisseur de terre sur la clef au-dessus de l'extrados est de l'ordre de 1 m à 1,20 m.

Une canalisation d'égout traverse l'intrados dans le sens transversal, mais bien que son passage ait nécessité une « saignée » dans la voûte et un remplissage périphérique en béton, ceux-ci sont étrangers aux désordres.

Les sondages indiquent un ouvrage monté de manière courante, sans recherche de soin particulier avec des pierres en calcaire tendre formant cinq arcs raidisseurs espacés de 4 m environ et une voûte en pierres grossièrement taillées. La maçonnerie d'origine est en calcaire, avec remplacements ponctuels en briques en sous-face du pont (intrados) en lieu et place de pierres qui ont probablement chuté dans le passé.



Photo 7.19. Vue générale de l'ouvrage

Les joints sont globalement très tendres, et passé le premier centimètre où les joints superficiels sont plus fermes, les joints entre pierres des arcs et de la voûte sont extrêmement tendres, et très sableux. Cet ouvrage semble avoir été monté assez sommairement, sans respecter la qualité de joints et de pierre nécessaires à sa pérennité.

Un calcul sommaire de la pression sur les pierres par mètre linéaire à la clef donne :

$$P = \frac{p \times l}{8 \times f}$$

avec :

P : poids de la voûte et des surcharges (20 t à vide, 33 t en cas de circulation de poids lourds sur la voûte) ;

l : portée de la voûte (4 m) ;

f : flèche (2 m) ;

$P = 5$ t à vide ;

$P = 8,5$ t en cas de circulation de poids lourds.

La pression maximum à la clef est :

$$Q = \frac{3 \times P}{2 \times e}$$

avec :

e : épaisseur à la clef (0,60 m) ;

$Q = 0,125$ MPa à vide ;

$Q = 0,200$ MPa avec circulation d'un poids lourd.

Il s'agit d'une pression assez faible mais qui nécessiterait une bonne cohésion des joints.

Les pierres sont étonnamment tendres. Passé le calcin superficiel de quelques millimètres, surface la plus rigide, les pierres comme les joints n'offrent pratiquement aucune résistance, un tournevis s'y enfonçant sans aucune difficulté. Des sondages à la perforatrice permettent d'évaluer l'épaisseur des culées et de la voûte. Là encore, la maçonnerie offre très peu de résistance. Les joints sont très friables et humides et ne montrent aucune résistance à la pénétration. Localement, des garnissages au ciment ou à la chaux semblent avoir été réalisés consécutivement aux chutes de pierres.

La voûte est affectée par la présence de lacunes correspondant aux chutes des pierres de l'intrados. Ces chutes s'expliquent par le fait que les joints et les pierres tendres gorgés d'eau n'offrent plus de cohésion ; la voûte est décomprimée.

REMARQUE

Les concentrations de chutes de pierres ont lieu sensiblement à la liaison chaussée/acrottements, ce qui s'explique par une accumulation d'eau de ruissellement. Ce phénomène se traduit par un disjointement ; les pierres gorgées d'eau et taillées sommairement ne sont plus retenues.

Table des matières

Remerciements.....	5
Préface	7
Avant-propos	9
Table des sigles et acronymes	11
Vingt siècles de maçonnerie ancienne	13

Partie 1	Matériaux et techniques de construction ancienne	27
-----------------	---	-----------

1	Matériaux de construction ancienne	29
1.1	Pierres naturelles : provenance et normalisation	29
1.1.1	Extraction et carrières	29
1.1.2	Normalisation	31
1.1.2.1	Normes de construction	31
1.1.2.2	Normes de mise en œuvre	36
1.1.2.3	Caractéristiques et propriétés normatives	37
1.1.2.4	Caractéristiques techniques des pierres de carrière	42
1.1.3	Pierres de construction	44
1.1.3.1	Granites	44
1.1.3.2	Calcaires	44
1.1.3.3	Galets	44
1.1.3.4	Schistes	45
1.1.3.5	Grès	45
1.1.3.6	Basaltes	45
1.1.3.7	Pierres meulières	45
1.2	Mâchefers et pierres reconstituées	45
1.3	Choix des pierres et essais mécaniques	46
1.3.1	Résistance à la compression et masse volumique des pierres	46
1.3.2	Résistance à la rupture en flexion	47
1.3.3	Résistance à la rupture en traction	48
1.3.4	Résistance au frottement	48
1.3.5	Frottement entre matériaux	48
1.4	Calcin et maladie de la pierre	48

1.5	Briques	48
1.5.1	Briques de terre cuite	50
1.5.1.1	Essais en compression	50
1.5.1.2	Essais en traction	51
1.5.1.3	Essais en frottement	51
1.5.1.4	Capacité portante des murs en brique	51
1.5.2	Briques de terre crue (adobe)	52
1.6	Pisés et bauges	54
1.7	Liants	55
1.7.1	Joints en terre	55
1.7.2	Joints en chaux	55
1.7.2.1	Composition chimique de la chaux	55
1.7.2.2	Types de chaux	56
1.7.2.3	Mortiers à la chaux	57
1.7.3	Joints en plâtre	57
1.7.4	Ciment de brique ou de tuile	57
1.7.5	Ciments artificiels	58
1.7.6	Pouzzolane	58
1.8	Mortiers	58
1.8.1	Mortiers de chaux grasse ordinaire avec sable	60
1.8.2	Mortiers de chaux grasse avec pouzzolane	60
1.8.3	Mortiers de chaux hydraulique avec sable	60
1.8.4	Mortiers de ciment « romain »	60
1.8.5	Contribution de la résistance du mortier sur la résistance globale d'une maçonnerie	61
1.9	Jointolement	62
1.10	Enduits	63
1.11	Fers	65
1.11.1	Caractéristiques des fers, fontes et aciers utilisés dans les maçonneries anciennes	65
1.11.2	Caractéristiques des fers selon Rondelet	66
1.11.3	Caractéristiques des fers selon Claudel et Laroque	67
1.11.4	Caractéristiques des fers selon Marchat	68
1.11.5	Essais sur les fers de Goetschy	68
2	Techniques de construction ancienne	71
2.1	Coupe des pierres et stéréotomie	71
2.2	Résistance des pierres au calcul	72
2.3	Résistance des mortiers	75
2.4	Construction et stabilité	79
2.4.1	Maçonnerie à liant	80
2.4.1.1	Pierre de taille	80
2.4.1.2	Murs à parement et fourrure	80

2.4.1.3	Maçonnerie « ordinaire »	81
2.4.1.4	Maçonnerie de galets	81
2.4.1.5	Moellon brut	81
2.4.1.6	Pendants bruts	82
2.4.1.7	Moellons têteus, smillés ou piqués	82
2.4.1.8	Pose en lit, moellons et pierres de taille	82
2.4.1.9	Pierres meulières	89
2.4.1.10	Murs mixtes	89
2.4.2	Maçonnerie en pierre sèche	92
2.4.3	Fondations (à l'exclusion des zones aquatiques)	93
2.4.3.1	Généralités	93
2.4.3.2	Fondations comportant des arcs enterrés (radiers, voûtes...)	100
2.4.4	Murs, colonnes et piliers à charge verticale	103
2.4.4.1	Murs à simple appareil	104
2.4.4.2	Murs à double appareil	104
2.4.4.3	Murs à double appareil, avec boutisse traversante	104
2.4.4.4	Murs homogènes	104
2.4.4.5	Murs hétérogènes	104
2.4.4.6	Montage des murs	104
2.4.4.7	Murs en briques	105
2.4.5	Poutres et linteaux	107
2.4.6	Raidisseurs verticaux	108
2.4.7	Chaînages horizontaux	108
2.4.8	Corbeaux et consoles	110
2.4.9	Platebandes et baies	110
2.4.9.1	Platebandes issues d'un triangle équilatéral	110
2.4.9.2	Platebandes selon Claudel et Laroque	112
2.4.9.3	Entablement et renforcement des platebandes	112
2.4.10	Arc de décharge	115
2.5	Édifices civils et militaires	116
2.5.1	Remparts et soutènements	116
2.5.2	Cheminées industrielles	120
2.5.3	Cheminées courantes et conduits insérés dans les murs	120
2.6	Voûtes, arcs-boutants, édifices religieux et civils	121
2.6.1	Arcs et voûtes	121
2.6.2	Vocabulaire et mode constructif	122
2.6.2.1	Définitions et types de voûtes	122
2.6.2.2	Types d'arcs	124
2.6.3	Tracé des voûtes	128
2.6.4	Théories sur les voûtes	128
2.6.5	Voûtes et arcs de pont	129
2.6.5.1	Constitution des tabliers	129
2.6.5.2	Pierres employées pour les ponts (selon la description de Séjourné)	129
2.6.6	Modes de rupture des voûtes	130
2.6.7	Recommandations	133
2.6.7.1	Arcs en briques	134
2.6.7.2	Dimensions usuelles des voûtes en briques	135

2.6.8	Voûtes en dômes de briques	137
2.6.9	Arcs-boutants	137
2.7	Constructions rurales	137
2.7.1	Moellons	137
2.7.2	Pierres sèches	139
2.8	Étanchéité des ouvrages en pierre exposés aux intempéries (ponts, voûtes enterrées...)	139
2.8.1	Étanchéité basse	139
2.8.2	Étanchéité intermédiaire	139
2.8.3	Étanchéité haute	140
2.8.3.1	Points généraux	140
2.8.3.2	Points particuliers	140
2.8.4	Étanchéité des caves	141

Partie 2	Dimensionnement des ouvrages anciens	143
3	Approche ancienne du calcul d'un ouvrage maçonné	145
3.1	Règles générales issues des XVIII^e et XIX^e siècles	145
3.2	Règles de calcul par types d'ouvrage	148
3.2.1	Fondations	148
3.2.2	Piliers en pierres, briques et métal	149
3.2.2.1	Piliers en pierre	149
3.2.2.2	Piliers et colonnes en fonte ou en fer	152
3.2.3	Murs isolés	154
3.2.4	Murs d'édifices formés de quatre parois verticales et recouverts d'un toit (formule dite « de Rondelet »)	156
3.2.5	Murs de maisons d'habitation	159
3.2.5.1	Murs de façade et pignons	159
3.2.5.2	Murs de refend	159
3.2.6	Ouvrages circulaires	160
3.2.7	Ouvrages de soutènement	161
3.2.7.1	Remblais en sable sec, murs courants en pierre calcaire, fruits sur la paroi extérieure – Dimensions minimales	167
3.2.7.2	Remblais en terre légèrement humide, murs en pierres calcaires lourdes, fruits sur la paroi extérieure – Dimensions minimales	170
3.2.8	Murs à contreforts	176
3.2.8.1	Règle simplifiée	176
3.2.8.2	Murs à contreforts : règles issues de l'expérience de Vauban	176
3.2.8.3	Règle détaillée des contreforts	177
3.2.8.4	Méthode des stabilités équivalentes	184
3.2.8.5	Comparaison avec l'Eurocode 6	186
3.2.8.6	Conclusion sur le calcul des murs de soutènement	189
3.2.9	Cheminées industrielles	189
3.2.10	Clochers et flèches d'église	190
3.2.10.1	Calcul sommaire d'une flèche en brique	191
3.2.10.2	Calcul des maçonneries en flexion	191
3.2.11	Calcul du taux de travail dans une maçonnerie : méthode du tiers-central	193

3.3	Calcul des voûtes	193
3.3.1	Méthodes anciennes – Méthodes issues des théories de La Hire, Coulomb, Rondelet, Méry et Dupuit	194
3.3.1.1	Méthode de Coulomb (1773)	194
3.3.1.2	Méthode de Lamé et Clapeyron	195
3.3.1.3	Méthodes pratiques	196
3.3.1.4	Théorie de Rondelet	200
3.3.1.5	Méthode de Méry (1840)	203
3.3.1.6	Méthode générale de calcul de la poussée	204
3.3.1.7	Méthode issue des formulaires de la résistance des matériaux	206
3.3.2	Formules-enveloppes de dimensionnement d'une voûte	209
3.3.2.1	Épaisseur à la clef et aux naissances	209
3.3.2.2	Épaisseur aux naissances et aux piédroits	213
3.3.2.3	Vérification d'une voûte	216
3.4	Calcul des tirants	219
3.4.1	Calcul de tirants en tête d'un mur présentant un dévers ou des fissures verticales d'angles	219
3.4.2	Calcul des tirants sur chaque niveau	220
3.4.3	Calcul du renforcement d'un tronçon d'étage	220
4	Approche normative actuelle des calculs	223
4.1	Calculs et mise en œuvre de la norme NF DTU 20.1 et des Eurocodes 1 et 6	223
4.1.1	Épaisseurs des murs	223
4.1.1.1	Synthèse des normes en vigueur	223
4.1.1.2	Types de murs	224
4.1.2	Combinaisons et charges selon l'Eurocode 1	226
4.1.2.1	Combinaisons	227
4.1.2.2	Actions permanentes (Eurocode 1-1-1)	228
4.1.2.3	Actions d'exploitation (Eurocode 1-1)	228
4.1.2.4	Actions climatiques de la neige (Eurocode 1-1-3)	230
4.1.2.5	Actions climatiques du vent (Eurocode 1-1-4)	230
4.1.3	Calcul des maçonneries selon l'Eurocode 6	236
4.1.3.1	Principales maçonneries utilisées	240
4.1.3.2	Résistance à la compression selon l'Eurocode 6 (application aux maçonneries en pierre)	240
4.1.3.3	Résistance au cisaillement	246
4.1.3.4	Résistance à la flexion simple	249
4.1.3.5	Calcul d'un soubassement	255
4.1.3.6	Calcul des murs fonctionnant en voûte entre supports	258
4.2	Précontrainte	258
4.3	Module élastique	260
4.3.1	Module de la pierre	260
4.3.2	Module du mortier	260
4.3.3	Module de maçonnerie	261
4.4	Aciers de scellement	263

4.5	Analyse sismique	264
4.5.1	Maçonneries selon l'Eurocode 8	264
4.5.1.1	Exigence de robustesse des blocs	264
4.5.1.2	Coefficient de comportement	264
4.5.1.3	Dimensionnement et construction	264
4.5.1.4	Exigences complémentaires pour les maçonneries	264
4.5.2	Approche sommaire des efforts sismiques	264
4.5.2.1	Action sismique	264
4.5.2.2	Spectre de réponse	269
4.5.3	Comportement sismique des ouvrages anciens	272
4.5.4	Conception des ouvrages en maçonnerie traditionnelle vis-à-vis du risque sismique	272
4.5.5	Étude de sol	273
4.5.6	Renforcement sismique d'un bâtiment	273
4.5.7	Dispositions constructives sismiques minimales d'un bâtiment en maçonnerie moderne	276
4.6	Synthèse de l'Eurocode 8 sur les maçonneries	277

Partie 3

Diagnostic et interventions	279
------------------------------------	-----

5	Démarche diagnostique	281
5.1	Diagnostic structural	281
5.1.1	Généralités	281
5.1.2	Finalités	281
5.1.2.1	Critères de gravité	282
5.1.2.2	Qualité de la construction	283
5.1.2.3	Qualité de l'entretien	283
5.1.3	Comprendre un édifice	284
5.1.3.1	Histoire de l'édifice	284
5.1.3.2	Modifications au cours de la vie de l'édifice	284
5.1.3.3	Modification de la venue d'eau	284
5.1.3.4	Voisinage immédiat	286
5.1.3.5	Charges et descente de charges	288
5.1.3.6	Poussées	288
5.1.3.7	Éléments les plus sollicités et recensement des murs porteurs	289
5.1.4	Investigations et auscultations du bâti	290
5.1.5	Surveillance d'un édifice	290
5.1.5.1	Principes de surveillance	290
5.1.5.2	Témoins anciens	291
5.1.5.3	Surveillance moderne	291
5.1.6	Essais	292
5.1.7	Analyse et conclusion	293
5.2	Diagnostic des pathologies	293
5.2.1	Désordres conceptuels	293
5.2.2	Erreurs d'exécution	294
5.2.3	Désordres liés aux actions climatiques	294
5.2.3.1	Humidité	294
5.2.3.2	Contraintes thermiques	301

5.2.4	Désordres liés à l'action sismique	301
5.2.5	Désordres liés à l'action du temps	301
5.2.5.1	Altération de la pierre	301
5.2.5.2	Calcin	303
5.2.6	Désordres liés au sol	308
5.2.6.1	Assèchement ou saturation en eau du sol (sécheresse ou gonflement)	308
5.2.6.2	Points durs	309
5.2.6.3	Pourrissement des pieux en bois	310
5.2.6.4	Libages en pierre tendre	310
5.2.6.5	Remontées d'eau du sol	310
5.2.6.6	Tassements	310
5.2.7	Activité humaine	311
5.2.8	Désordres liés au manque d'entretien	311
5.2.9	Incompatibilités entre matériaux ou destination inappropriée	311
5.2.10	Désordres liés aux interventions hasardeuses	312
6	Du renforcement structurel à la réhabilitation	315
6.1	Renforcement structurel d'urgence ou provisoire	315
6.2	Reprise d'efforts	319
6.2.1	Tirants	319
6.2.2	Scellements	321
6.2.2.1	Types de scellements	321
6.2.2.2	Calcul des efforts à reprendre afin de déterminer la longueur de la tige	322
6.2.2.3	Mise en œuvre	322
6.2.2.4	Résines et fibres	322
6.2.2.5	Reprise de poussées par scellement dans les contreforts	322
6.2.2.6	Mode opératoire	322
6.2.2.7	Calcul	323
6.2.3	Pinces	324
6.3	Renforcement de fondations	325
6.3.1	Reprise en sous-œuvre	325
6.3.1.1	Reprise en sous-œuvre par puits	325
6.3.1.2	Reprise en sous-œuvre par micropieux	325
6.3.1.3	Solution mixte micropieux incliné/micropieux vertical	328
6.3.1.4	Reprise en sous-œuvre par élargissement des fondations	328
6.3.2	Injection de résine sous les fondations	328
6.3.3	Injection solide	329
6.4	Techniques de réhabilitation	329
6.4.1	Remise en l'état « initial »	329
6.4.2	Coulinage	329
6.4.2.1	Détail d'exécution	330
6.4.2.2	Renfort et consolidation à base de résine	330
6.4.3	Protection et consolidation	331
6.4.4	Suppression de murs	332
6.4.5	Création d'ouvertures	333

7	Réhabilitation et reconstruction : études de cas	335
7.1	Exemples de cahiers des charges géotechniques	335
7.1.1	Église construite sur un talus présentant un risque de glissement	335
7.1.1.1	Descente de charges	335
7.1.1.2	Accès à l'église	336
7.1.1.3	Définition de la campagne d'études de sol	336
7.1.1.4	Contenu de la campagne	336
7.1.1.5	Contenu du rapport d'études géotechniques	337
7.1.2	Église présentant des traces de remontées d'humidité sur les murs et des soulèvements de dalle	338
7.1.2.1	Contexte	338
7.1.2.2	Définition de la campagne d'études de sol	338
7.1.2.3	Contenu du rapport d'études géotechniques	339
7.2	Exemples de calculs et de diagnostics	339
7.2.1	Calcul de la stabilité d'un hangar agricole datant des années 1880	339
7.2.1.1	Contexte et problématique	339
7.2.1.2	Hypothèses	342
7.2.2	Calcul de la stabilité d'un pavillon en brique à R+1 en Gironde – bord de mer – années 1930-1940	343
7.2.2.1	Contexte et problématique	343
7.2.2.2	Hypothèses	344
7.2.3	Mur de soutènement d'un château	347
7.2.3.1	Description du projet	347
7.2.3.2	Diagnostic structurel	348
7.2.3.3	Conclusion	348
7.2.4	Église néogothique du XIX ^e siècle – zone de sismicité 4	349
7.2.4.1	Objet du rapport	349
7.2.4.2	Recherche des causes et analyse	351
7.2.5	Diagnostic d'une église néoromane du XIX ^e siècle	354
7.2.5.1	Constats des désordres	354
7.2.5.2	Préconisations	357
7.2.6	Diagnostic d'un pont en pierre du début du XIX ^e siècle	359
7.2.6.1	Objet du diagnostic	359
7.2.6.2	Constat des désordres	359
7.2.6.3	Conclusions sur l'état de l'ouvrage	360
7.2.7	Étude d'une voûte en berceau : méthodes du centre des pressions (épures de Méry) et de la chaînette	361
7.2.7.1	Hypothèses	361
7.2.7.2	Calcul de la poussée – méthode générale	362
7.2.7.3	Méthode de l'épure de Méry	363
7.2.7.4	Méthode de la chaînette	364
7.2.8	Étude structurelle du pont de Montanges – extrait des <i>Annales des Ponts et Chaussées</i> (juillet-août 1911)	367
7.2.8.1	Hypothèses	369
7.2.8.2	Dimensionnement	369
7.2.8.3	Calcul sommaire des efforts	370
7.2.8.4	Calcul des efforts et tracés de l'épure de Méry	370

	Annexes	375
1	Mini-biographies des grands bâtisseurs	377
2	Tableau de conversion des unités anciennes	379
3	Masse volumique et poids propre des matériaux courants	381
4	Coût des ouvrages (xviii^e-xix^e)	383
5	Coefficient de conduction thermique des pierres	385
6	Dimensions des voûtes	387
	Glossaire	391
	Bibliographie	395
	Index	399

Traité de maçonnerie ancienne

Calculs – Matériaux – Diagnostic et réhabilitation

La maçonnerie ancienne inclut toutes les constructions en pierre et matériaux assimilés (pisé, brique, adobe...) datant d'avant le XX^e siècle ; toute intervention nécessite des techniques appropriées, dans le respect des règles en vigueur.

Après une synthèse portant sur près de vingt siècles de construction ancienne, l'ouvrage présente l'ensemble des matériaux et techniques, puis expose pas à pas les méthodes de calcul et de dimensionnement propres aux édifices anciens. Il s'attache à décrire précisément la phase de diagnostic (approche structurelle, pathologies, etc.) intervenant notamment dans un contexte patrimonial particulièrement délicat (bâtiments classés et ouvrages d'art, édifices religieux, constructions menaçant ruine...).

Illustré par quelque 500 schémas, coupes, plans et photographies, ce livre est émaillé d'études de cas réels. Les pathologies font l'objet d'une attention particulière, dont un hors-texte en couleur permettant de les identifier précisément.

Didactique, l'ouvrage fait la part belle aux définitions, synthèses, points sur la réglementation et références documentaires. Un glossaire recense tous les termes et expressions incontournables signalés dans le corps des chapitres.

Cet ouvrage exhaustif est appelé à devenir une référence pour les ingénieurs et techniciens des bureaux d'études spécialisés, les architectes œuvrant dans le domaine du patrimoine, les agents des collectivités territoriales et des établissements publics, mais aussi pour les entrepreneurs et les économistes de la construction.

*Ingénieur de l'École centrale de Nantes,
directeur de l'agence AIA Ingénierie de Bordeaux,
Alain Popinet exerce dans le domaine de la
maçonnerie ancienne depuis plus de vingt ans.
Il réalise des diagnostics et mène des projets de
consolidation/réhabilitation dans le grand Sud-Ouest.*

© Fotolia.com/F.C.G.

EDITIONS
LE MONITEUR

Sommaire

Partie 1. Matériaux et techniques de construction ancienne

1. Matériaux de construction ancienne
2. Techniques de construction ancienne

Partie 2. Dimensionnement des ouvrages anciens

3. Approche ancienne du calcul
d'un ouvrage maçonné
4. Approche normative actuelle des calculs

Partie 3. Diagnostic et interventions

5. Démarche diagnostique
6. Du renforcement structurel
à la réhabilitation
7. Réhabilitation et reconstruction : études
de cas

ISSN 1257-9823
ISBN 978-2-281-14075-0



9 782281 140750