

# Béton armé : Règles BAEL

## Pathologie et réparation des ouvrages

par **Jean PERCHAT**

*Ingénieur des Arts et Manufactures*

*Professeur honoraire à l'École spéciale des travaux publics, du bâtiment et de l'industrie*

*Professeur au Centre des hautes études de la construction*

<b>1. Stabilité des constructions et de leurs éléments .....</b>	<b>C 2 317 - 2</b>
<b>2. Erreurs dans les hypothèses et dans les calculs eux-mêmes .....</b>	<b>— 3</b>
2.1 Introduction .....	— 3
2.2 Hypothèses concernant les charges prises en compte .....	— 5
2.3 Hypothèses concernant les effets des liaisons hyperstatiques et des déformations .....	— 6
2.4 Vérification de la stabilité élastique (flambement, déversement) .....	— 6
2.5 Vérification des ordres de grandeur des résultats des calculs .....	— 6
<b>3. Dispositions défectueuses d'armatures .....</b>	<b>— 6</b>
3.1 Absence ou insuffisance grave d'armatures devant assurer la transmission des efforts .....	— 6
3.2 Dispositions incorrectes des armatures des poutres .....	— 8
3.3 Insuffisance des armatures de répartition .....	— 9
3.4 Poussée au vide des armatures .....	— 9
3.5 Dispositions de ferrailage au voisinage des vides .....	— 10
3.6 Appuis sur consoles et dispositions de ferrailage .....	— 10
3.7 Coudage défectueux de barres de gros diamètre .....	— 11
3.8 Représentation des dispositions de ferrailage .....	— 11
<b>4. Déformations excessives .....</b>	<b>— 11</b>
<b>5. Désordres dus aux effets des variations dimensionnelles .....</b>	<b>— 12</b>
5.1 Distance maximale entre joints dans les étages courants des bâtiments .....	— 12
5.2 Distance maximale entre joints dans le plancher-terrasse et l'étage sous-jacent .....	— 12
5.3 Éléments extérieurs aux bâtiments .....	— 12
5.4 Éléments de béton armé associés aux maçonneries .....	— 13
5.5 Limitation des risques de fissuration par mise en œuvre d'armatures longitudinales de section suffisante .....	— 13
<b>6. Fautes dans l'exécution des travaux .....</b>	<b>— 14</b>
6.1 Opérations de coffrage .....	— 14
6.2 Opérations de ferrailage .....	— 14
6.3 Opérations de bétonnage .....	— 14
6.4 Opérations de décoffrage .....	— 14
<b>7. Actions chimiques. Effets du gel .....</b>	<b>— 14</b>
7.1 Éléments exposés aux intempéries ou à des atmosphères agressives .....	— 14
7.2 Éléments de constructions en milieu spécialement agressif .....	— 14
7.3 Emploi du chlorure de calcium ou d'adjuvants contenant des chlorures .....	— 15
7.4 Effets du gel .....	— 15
<b>8. Renforcement et réparation des ouvrages en béton armé .....</b>	<b>— 15</b>
8.1 Procédés de renforcement ou de réparation .....	— 15
8.2 Exemples d'application courants .....	— 17
<b>Pour en savoir plus .....</b>	<b>Doc. C 2320</b>

**L'**étude systématique des dossiers d'expertises de **sinistres** permet de tirer des enseignements qu'il est opportun de porter à la connaissance des concepteurs, des constructeurs et des utilisateurs. Le présent article a pour objet de présenter un résumé de ces enseignements.

**Nota** : dans le vocabulaire des assureurs, le terme *sinistre* désigne, à la fois les accidents graves, tels les effondrements, heureusement fort rares, et des désordres se manifestant le plus souvent sous forme de fissurations et présentant des caractères de gravité très variables.

La série « Béton armé » fait l'objet de plusieurs articles :

— Béton armé	[C 2 300]
— Généralités	[C 2 301]
— Évolution des méthodes de calcul	[C 2 302]
— Règles BAEL.	
Caractères des matériaux	
Actions et sollicitations	[C 2 304]
— Règles BAEL. Sollicitations normales	[C 2 306]
— Règles BAEL.	
Sollicitations tangentes	
Sollicitations d'adhérence	[C 2 308]
— Règles BAEL.	
Dispositions constructives	
Dispositions particulières	[C 2 310]
— Règles BAEL. Établissement des projets	[C 2 312]
— Règles BAEL. Ossatures et éléments courants	[C 2 314]
— Règles BAEL. Ouvrages particuliers	[C 2 315]
— Règles BAEL. Exécution et estimation des travaux	[C 2 316]
— Règles BAEL. Pathologie et réparation des ouvrages	[C 2 317]
— Règles BAEL. Béton de granulats légers artificiel	[C 2 318]
— Règles BAEL. Comportement expérimental	[C 2 319]
— Pour en savoir plus	[C 2 320]

## 1. Stabilité des constructions et de leurs éléments

■ La vérification des **conditions d'équilibre** de l'ensemble d'une construction et des différents éléments qui la constituent doit être considérée par l'ingénieur comme une obligation impérieuse.

Cette recommandation peut paraître superflue et cependant l'étude des dossiers montre qu'il n'est pas inutile de la rappeler.

La vérification des conditions d'équilibre s'impose dans tous les cas, mais plus particulièrement dans ceux ayant donné lieu à des calculs complexes et laborieux, par exemple certains problèmes de contreventement, certaines études de systèmes de degré d'hyperstaticité élevé. L'utilisation de programmes de calcul automatique ne dispense pas de telles vérifications, bien au contraire !

■ Il convient de procéder à un **inventaire complet des différentes actions** susceptibles de s'exercer sur la construction afin de n'en point oublier :

- actions permanentes [C 2 304, § 2.2.1] ;
- charges d'exploitation [C 2 304, § 2.2.2.1] ;
- charges climatiques [C 2 304, § 2.2.2.2] : neige, vent, éventuellement accumulation des eaux de pluie ;
- actions de la température [C 2 304, § 2.2.2.3] ;

- charges appliquées en cours d'exécution [C 2 304, § 2.2.2.3] ;
- et, éventuellement, toute autre force ou action : poussée des terres, poussée de matières ensilées, poussée de liquides, forces d'inertie d'organes en mouvement, effets des séismes, tassements d'appui, etc.

■ Tenir compte de **deux remarques essentielles**.

a) Ne pas confondre *forces extérieures* et *actions internes* (« On ne monte pas au ciel en se tirant par les cheveux » E. Freyssinet).

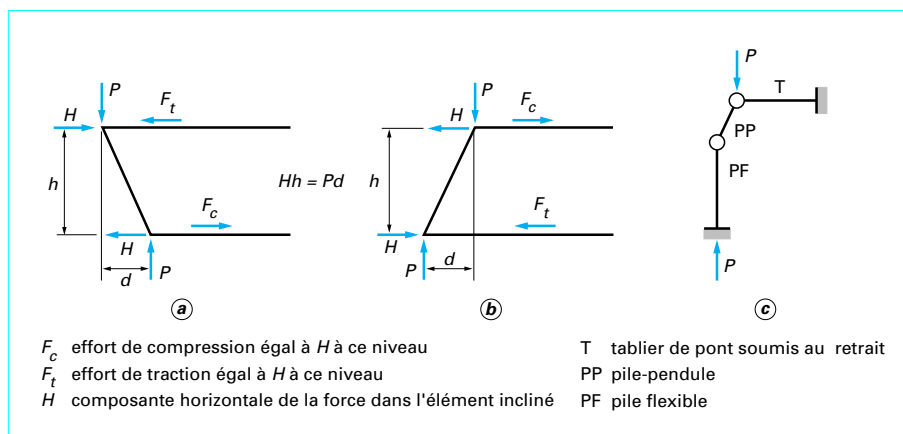
b) Disposer, aux points mêmes d'application des forces, des éléments résistants susceptibles de transmettre celles-ci.

■ **Toutes les forces appliquées à une construction doivent être transmises depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.**

Cette étude doit être faite avec rigueur et implique une claire représentation des dispositions de la construction [C 2 312, § 1].

■ Les **changements de direction des efforts** ne peuvent se faire qu'avec une certaine **progressivité** : intervention des goussets [C 2 306, § 1], répartition des contraintes de compression dans les tables des pièces en T [C 2 306, § 1], épanouissement des contraintes de part et d'autre d'un noyau d'articulation [C 2 310, § 2.6], transmission des efforts dans les nœuds de portiques ou à l'encastrement de consoles importantes sur des poteaux (§ 3.1.2).

■ Il convient d'éviter les dispositions où la rupture accidentelle d'un seul élément ou d'une seule liaison peut provoquer des **effondrements en chaîne**.



■ Il faut étudier la stabilité dans les **différentes phases d'exécution**, certaines phases provisoires pouvant être plus défavorables que la phase définitive.

■ Sous la seule action des charges verticales, les voûtes, les arcs, les portiques, les fermes (lorsque ces dernières ne sont pas calculées en poutres) donnent lieu à des **poussées** qu'il convient d'équilibrer par des **tirants continus** dans les différentes travées [C 2 315, § 1 et 2].

■ La transmission d'une force verticale par un **élément incliné** (contre-fiche ou poteau non vertical) implique l'existence d'un couple de forces horizontales appliquées aux niveaux supérieur et inférieur de l'élément incliné (figure 1).

De même, la transmission d'une charge au sol par une **fondation excentrée** implique l'existence d'un couple de forces horizontales au niveau du premier plancher et à celui de la fondation, donc de sollicitations de flexion dans le point d'appui (mur ou poteau) (figure 2a). Pour s'en affranchir, il faut disposer une ou des poutres de redressement de rigidité importante susceptibles de **recentrer** la charge et la réaction du sol (figure 2b).

■ Il importe de vérifier la **stabilité des éléments en porte à faux**, par exemple :

- poutre sur deux appuis simples avec partie en porte à faux (figure 3) [C 2 314, § 1.2.3] ;
- corniche en porte à faux (figure 4).

Dans le cas d'un balcon conçu de telle sorte que son moment de stabilité ne correspond pas au sens principal porteur d'un plancher à entrevous situé à l'arrière, il convient de substituer à ceux-ci un blocage en béton sur une longueur telle que dans un équilibre de balance autour de la poutre, le balcon recevant sa charge maximale d'exploitation et le plancher étant déchargé, le basculement ait tendance à se produire vers l'intérieur (figure 5).

## 2. Erreurs dans les hypothèses et dans les calculs eux-mêmes

### 2.1 Introduction

Nous avons déjà insisté en [C 2 312, § 1] sur :

— la nécessité de **définir par des dessins** les dispositions constructives avant de se lancer dans le détail des calculs ;

— le caractère schématique des modèles adoptés pour représenter la structure et auxquels on applique les méthodes de la Résistance des Matériaux.

**Exemple :** La modélisation **a** de la structure représentée figure 6 est incorrecte : elle amène à conclure que le poteau n'est pas fléchi lorsque les deux travées sont simultanément et également chargées.

En fait, il n'y a pas « un nœud B », mais deux nœuds B et B' superposés. La modélisation **b** est correcte : le poteau fléchit en sorte que la concavité de sa ligne moyenne déformée soit dirigée vers la gauche.

De même pour la poutre représentée figure 7, supposée de largeur constante et à section rectangulaire. La modélisation **a** est incorrecte : si, géométriquement, la section de la travée AB est constante, elle ne l'est pas **mécaniquement**. Il faut prendre en compte un gousset fictif de raccordement et la travée AB est en réalité une travée à inertie variable de  $I_1$  à  $I_2$  entre les sections B' et B, avec  $BB' = 3(h_1 - h_2)$ .

Avec le modèle **a**, on trouverait :

$$M_B = -\frac{p\ell^2}{8}$$

quels que soient  $I_1$  et  $I_2$ ,

alors que le modèle **b** conduit à :

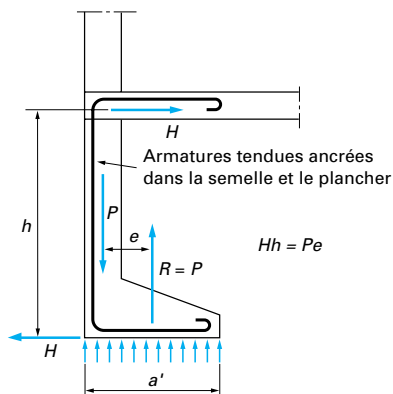
$$M_B = -k\frac{p\ell^2}{8}$$

avec  $k = 0,91$  pour  $\frac{I_1}{I_2} = 8$  ;  $0,85$  pour  $\frac{I_1}{I_2} = 27$  ;  $0,42$  pour  $I_2$

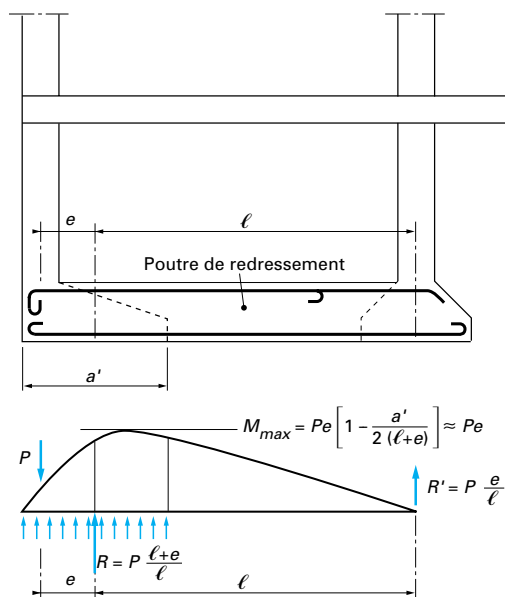
négligeable vis-à-vis de  $I_1$ .

Il apparaît donc que l'erreur commise en faisant un raisonnement simpliste et incorrect peut être très importante.

En règle générale, l'outil puissant qu'est le calcul électronique doit être utilisé avec une grande prudence. L'analyse et la programmation doivent être l'œuvre d'une équipe de spécialistes possédant une très bonne culture mathématique, connaissant bien l'outil informatique et ayant l'expérience des problèmes pratiques rencontrés en bureau d'études. S'agissant de logiciels de calcul du commerce, leur exploitation doit être effectuée par un personnel compétent, capable de déceler les erreurs éventuelles et d'en définir les causes

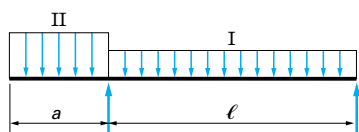


(a) point d'appui sollicité en flexion



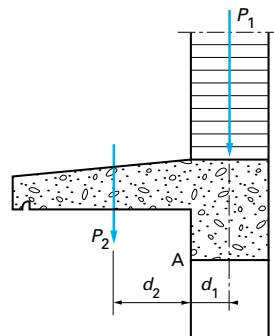
(b) solution avec poutre de redressement

Figure 2 – Transmission d'une charge au sol par une fondation excentrée



- I charges permanentes  $\times 0,9$
- II charges permanentes + charges d'exploitation

Figure 3 – Poutre sur deux appuis simples avec porte-à-faux. Vérification de l'équilibre statique



Condition d'équilibre statique :  $P_1 d_1 > P_2 d_2$

$P_1$  avec sa valeur minimale

$P_2$  avec sa valeur maximale

Cette condition ne dispense pas de la vérification de la contrainte maximale en A

Figure 4 – Corniche en porte à faux

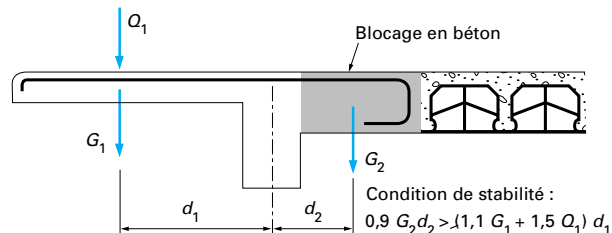


Figure 5 – Équilibrage d'un balcon

qui peuvent être inhérentes au logiciel lui-même ou aux hypothèses ou encore aux données introduites dans le calcul.

**Exemple :** dans le cas d'un portique articulé, soumis à une charge concentrée à mi-portée de la traverse (figure 8), la Résistance des Matériaux conduit aux résultats suivants :

— moments aux angles du portique :

$$M_a = -\frac{3P\ell^2}{8(2h+3\ell)}$$

— moment à mi-travée :

$$M_t = \frac{P\ell}{8} \frac{4h+3\ell}{2h+3\ell}$$

Si un programme a été établi à partir de ces équations pour le calcul des moments  $M_a$  et  $M_t$  en fonction de  $h$  et  $\ell$ , ce programme conduira, pour  $h = 0$  (poutre articulée à ses deux extrémités) à :

$$M_a = -\frac{P\ell}{8} ; M_t = \frac{P\ell}{8}$$

alors que pour une telle poutre, on a  $M_a = 0$  ;  $M_t = \frac{P\ell}{4}$ .

Cela signifie que  $h$  peut tendre vers 0, mais sans jamais l'atteindre. Pour  $h$  infiniment petit, le portique tend vers une poutre parfaitement encastrée à ses extrémités pour laquelle les valeurs  $-M_a = M_t = \frac{P\ell}{8}$  sont correctes.

Dans le même ordre d'idées, on a souvent recours à des calculs informatiques appliquant la **méthode des éléments finis** : cette

méthode peut donner d'excellents résultats, mais elle a aussi donné lieu à des abus et l'interprétation des résultats numériques obtenus, qui dépendent de la finesse du maillage, exige un certain discernement.

Un des domaines de prédilection de cette méthode est celui des dalles ou coques de béton s'appuyant sur des contours de forme quelconque : pour de tels éléments, la Résistance des Matériaux ne peut donner que des ordres de grandeur très grossiers, par assimilation d'une dalle à un réseau de poutres croisées par exemple. La résolution par la méthode des éléments finis permet un accès direct aux contraintes, à condition de l'utiliser, comme déjà dit, avec discernement : il sera toujours prudent d'effectuer plusieurs calculs successifs avec des maillages différents, afin de vérifier que les calculs ne sont pas entachés d'erreurs par un découpage non convenable.

## 2.2 Hypothèses concernant les charges prises en compte

Les charges doivent être conformes aux prescriptions des normes, lorsqu'elles s'appliquent, ou à celles du CCTP (Cahier des clauses techniques particulières).

Ne pas omettre dans les planchers des bâtiments industriels ou des garages l'action des **charges localisées** (fixes ou mobiles), souvent plus *agressives* que les charges réparties pour les éléments tels que panneaux de hourdis et même poutres secondaires.

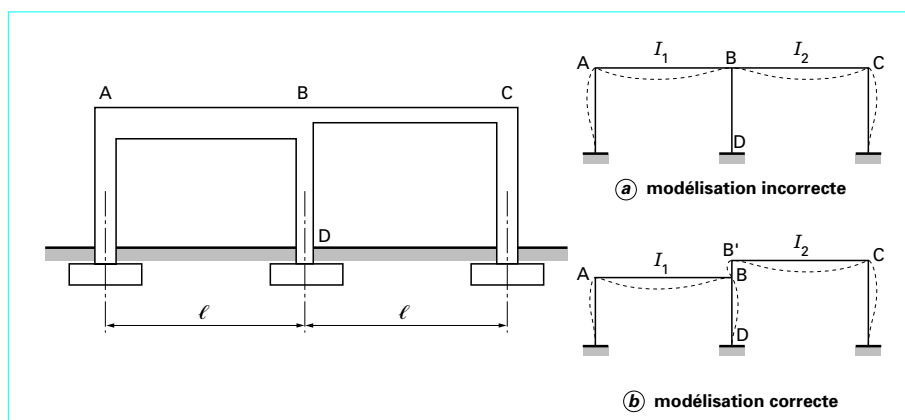


Figure 6 – Modélisation d'un portique à deux travées d'inerties différentes

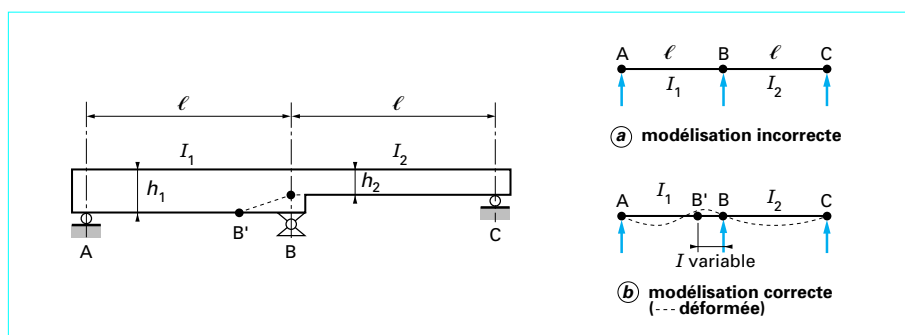


Figure 7 – Poutre à deux travées d'inerties différentes

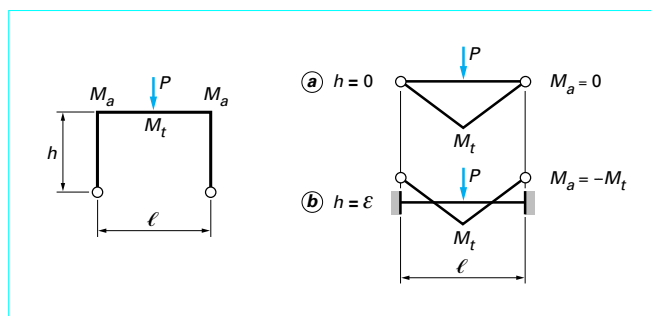


Figure 8 – Passage à la limite dans le calcul d'un portique

Ne pas oublier également les effets des **forces d'inertie** telles que celles déterminées par des machines tournant à grande vitesse ou fonctionnant avec mouvements alternatifs, ou celles résultant du freinage de masses en mouvement (ponts et chemins de roulement des ponts roulants, [C 2 315, § 1.2]). C'est normalement le **maître d'œuvre** qui doit, en accord avec le maître d'ouvrage, fixer les valeurs des différentes charges d'exploitation mais, en l'absence de précisions suffisantes (ce qui arrive souvent), l'ingénieur d'études doit indiquer clairement par écrit les hypothèses qu'il a adoptées, afin de dégager éventuellement ses responsabilités en cas de litige.

## 2.3 Hypothèses concernant les effets des liaisons hyperstatiques et des déformations

Il importe de bien réfléchir aux **conditions de déformation** du système étudié, en tenant compte de la rigidité des différents éléments et de leurs liaisons.

Il convient de porter attention, par exemple :

- aux **encastres** sur les fondations ou sur des éléments de la structure, que l'on suppose parfaits alors que les sections peuvent tourner ;
- aux **articulations** supposées également parfaites alors qu'elles peuvent transmettre un couple non négligeable.

Dans certains cas, on peut être conduit à faire successivement deux calculs, avec des hypothèses dont on estime qu'elles *encadrent* la réalité.

D'une façon générale, il faut noter :

- la déformabilité importante de certains éléments en porte à faux ;
- la nécessité, dans les systèmes triangulés, de faire concourir les axes des barres aux nœuds ou alors de tenir compte des moments de flexion souvent importants qui résultent des excentricités.

La prise en compte des liaisons effectives s'impose particulièrement dans les ouvrages où il convient d'éviter la fissuration, tels que parois de cuves, de réservoirs et de silos [C 2 315, § 7 et 8].

## 2.4 Vérification de la stabilité élastique (flambement, déversement)

Les phénomènes d'instabilité élastique ne revêtent pas en béton armé le même caractère d'acuité et de généralité qu'en construction métallique ni même qu'en béton précontraint, mais il faut néanmoins y porter attention, notamment dans les cas suivants :

- poteaux élancés : se référer aux méthodes exposées en [C 2 306, § 3 et 5.2] ;
- murs et voiles porteurs en béton : se reporter à [C 2 315, § 3] ;
- membrures et barres comprimées des poutres à treillis ;
- voûtes : les voûtes sans arcs raidisseurs nécessitent une étude particulière ;
- arcs non solidaires de voûtes : la vérification au flambement est à faire dans le plan de l'arc et dans le sens transversal ; se référer aux traités classiques (par exemple *Traité de la stabilité élastique* de Timoshenko, éd. Béranger, et *Cours de Résistance des Matériaux* de Courbon, éd. Dunod).

Il convient de vérifier spécialement les **éléments au droit des joints de la structure** — qu'il s'agisse de poteaux, de voiles ou d'arcs —, car ils ont souvent des dimensions transversales inférieures à celles des éléments courants.

## 2.5 Vérification des ordres de grandeur des résultats des calculs

Il faut toujours chercher à vérifier par des calculs sommaires les ordres de grandeur des résultats obtenus afin de déceler éventuellement des erreurs matérielles graves :

- omission de charges ;
- moitié des charges prises en compte (quand un élément principal reçoit les charges de deux travées d'éléments secondaires identiques et que l'on prend pour charge de l'élément principal, celle qui correspond à l'effort tranchant d'une seule travée d'éléments secondaires) ;
- confusion entre charges par unité de surface et par unité de longueur ;
- pour une trémie tronconique ou pyramidale, même charge par unité de longueur du périmètre supérieur et du périmètre inférieur ;
- erreurs de virgule ;
- confusion d'unités : se méfier des unités que l'on n'a pas l'habitude d'utiliser (N et multiples, MPa), ainsi que des formules non homogènes.

## 3. Dispositions défectueuses d'armatures

Il s'agit, le plus souvent, de dispositions qu'un simple examen des plans — sans calculs — permet de déceler.

### 3.1 Absence ou insuffisance grave d'armatures devant assurer la transmission des efforts

#### 3.1.1 Armatures de couture

Exemples à l'about de l'arbalétrier d'une ferme triangulée (figure 9) ou à la liaison d'un arc et d'un tirant.

Des armatures de couture doivent traverser le plan AA' (qui peut être un plan de reprise) ; elles peuvent être normales à ce plan ou inclinées.

La section est à déterminer par la *règle des coutures* [C 2 308, § 1.3].

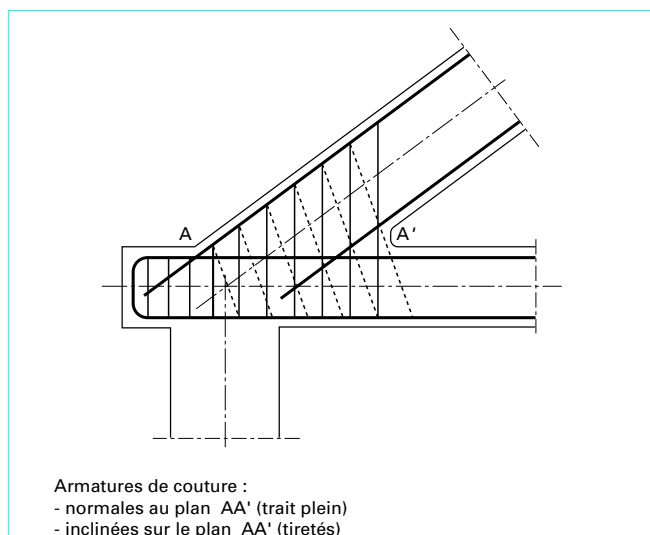


Figure 9 – About d'arbalétrier de ferme triangulée ou d'arc

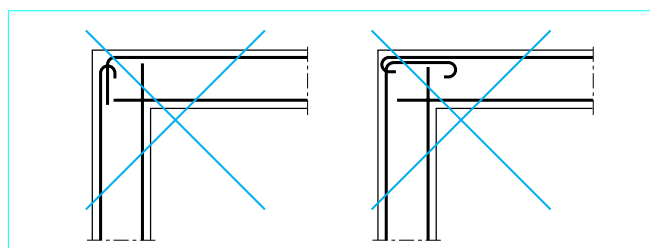


Figure 10 – Dispositions à éviter dans les portiques très sollicités (risques de désordre dans l'angle extérieur)

### 3.1.2 Transmission des efforts aux nœuds d'un portique ou à l'encastrement d'une console sur un poteau

Si les efforts à transmettre sont importants, il faut éviter les dispositions de la figure 10, qui peuvent donner lieu à des désordres dans l'angle.

La figure 11 donne un exemple de ferrailage d'un nœud de portique intensément sollicité (fibres extérieures tendues), la partie commune à l'élément horizontal et à l'élément vertical est le siège de contraintes de distribution complexe et de grande intensité (bielle de béton comprimée suivant l'axe XY).

La figure 12 correspond à un portique de contreventement (fibres intérieures tendues), il faut disposer des armatures parallèlement à l'axe XY.

### 3.1.3 Suspension des charges mettant en traction l'âme des poutres

Il faut « suspendre » les charges qui mettent en traction l'âme des poutres (figure 13) par des armatures spéciales destinées à les transmettre à la membrure opposée [C 2 308, § 1.1.6] et disposées en supplément de celles requises pour équilibrer l'effort tranchant.

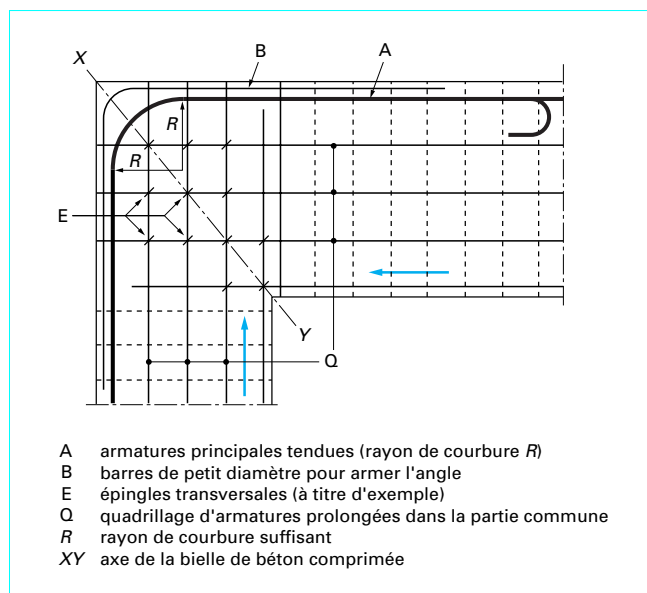
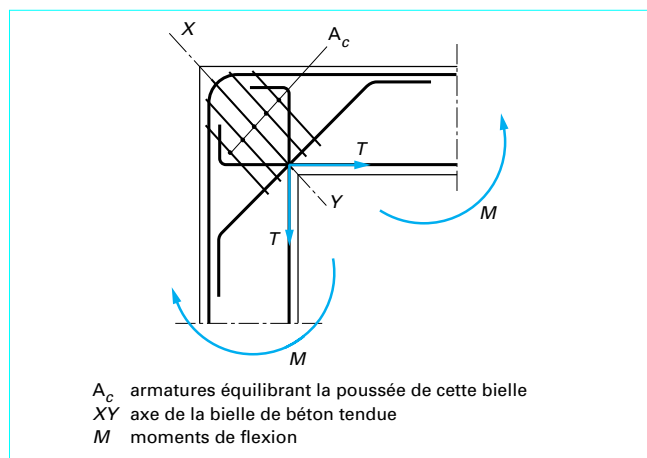


Figure 11 – Armatures d'un nœud de portique intensément sollicité

Figure 12 – Portique de contreventement avec traction  $T$  sur les faces intérieures

De même, dans les croisements de poutres de hauteurs égales ou voisines, il est nécessaire de prévoir des armatures de suspension pour transmettre la charge de la poutre portée à la partie supérieure de la poutre porteuse [C 2 308, figure 15].

Les figures 14a, b et c sont relatives à l'appui d'une volée d'escalier préfabriquée :

- figure 14a : la suspension est assurée par les armatures de la paillasse correctement ancrées ;
- figure 14c : elle est assurée par des étriers spéciaux ;
- la disposition de la figure 14b est à proscrire.

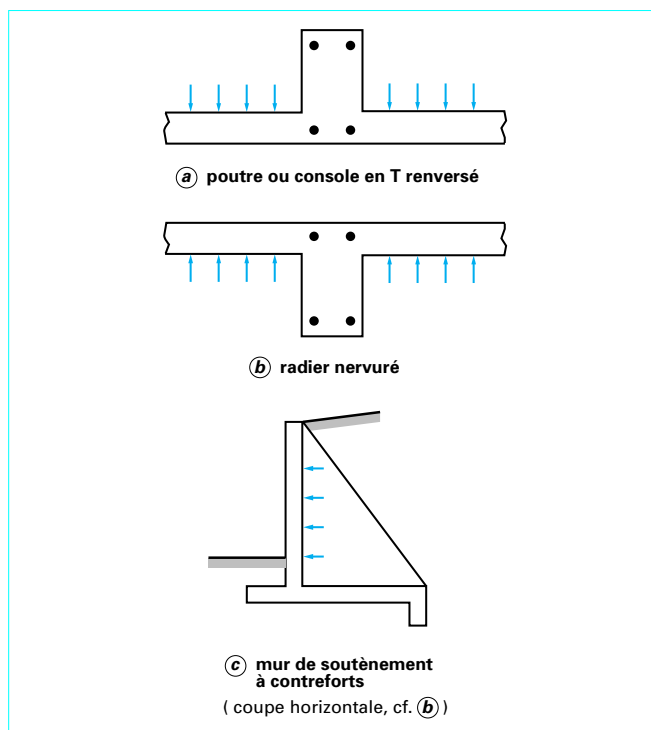


Figure 13 – Cas où des armatures de suspension sont nécessaires

## 3.2 Dispositions incorrectes des armatures des poutres

### 3.2.1 Barres inférieures trop courtes (figure 15)

Risque de fissures aux extrémités des barres arrêtées en leur donnant une longueur trop courte et éventuellement risque d'effondrement. Il convient de respecter la *règle du décalage* [C 2 308, § 1.1.5] pour déterminer la longueur des différents lits d'armatures tendues.

### 3.2.2 Armatures supérieures sur appuis (*chapeaux*) de longueur inadaptée

Trop souvent, la longueur de ces armatures est déterminée par une application abusive de la règle du 1/5 de la portée, valable seulement dans le cas de travées de portées voisines supportant des charges du même ordre.

Dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées (figure 16).

En outre la disposition des ancrages des chapeaux et des barres inférieures de second lit doit être telle qu'elle ne favorise pas la formation de fissures sensiblement inclinées à 45° [cf. C 2 314, § 2.3.1.4, figure 13].

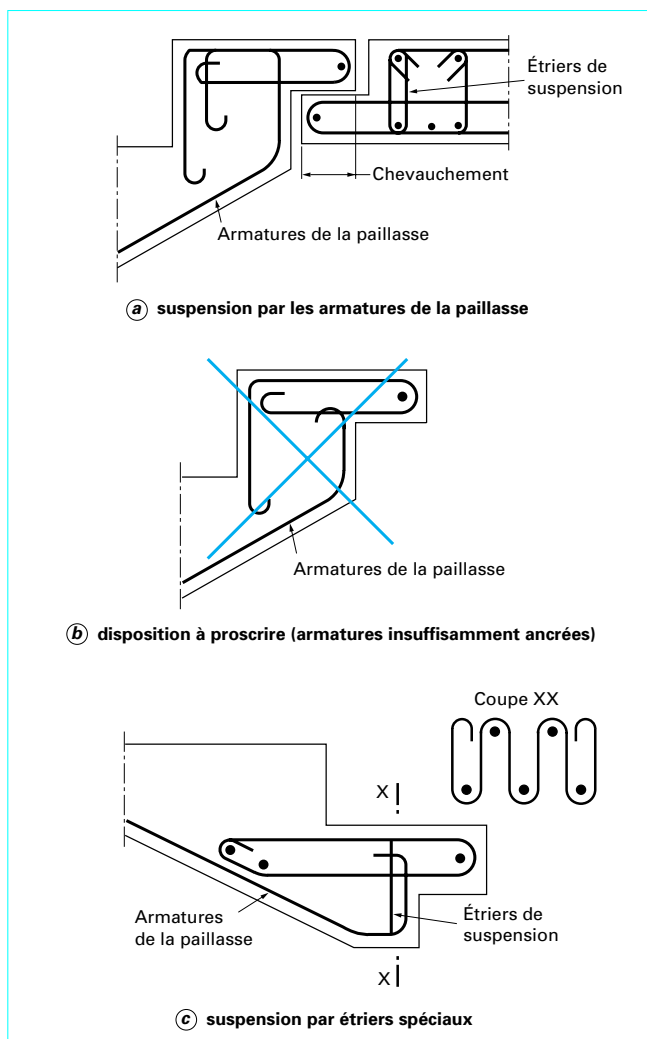


Figure 14 – Appui d'une volée d'escalier préfabriquée

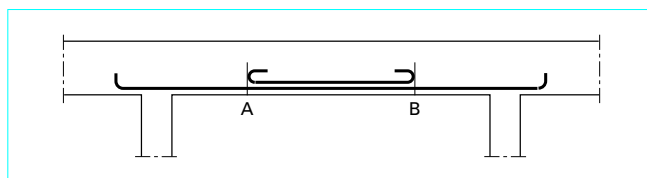


Figure 15 – Barres de second lit trop courtes. Risque de fissures en A et B

### 3.2.3 Armatures d'âme

Leur répartition doit suivre les **variations de l'effort tranchant** le long de la ligne moyenne de la poutre. Se méfier notamment des charges concentrées importantes éloignées des appuis.

Les armatures d'âme, qu'il s'agisse de cadres ou d'étriers verticaux ou inclinés, ou de barres inclinées, doivent être **ancrées** à leurs deux extrémités.



### 3.3 Insuffisance des armatures de répartition

Il convient de respecter les règles fixant une valeur minimale au rapport section des armatures de répartition/section des armatures principales :

- panneaux de hourdis : [cf. C 2 310, § 2.3] ;
- semelles continues sous murs : [C 2 314, § 6.3.1.2 et 6.3.1.3].
- parois de cuves et de réservoirs : [C 2 315, § 7.5.1] ;
- parois de silos : [C 2 315, § 8.1.7.5] ;

### 3.4 Poussée au vide des armatures

La figure 17 montre les dispositions défectueuses (figure 17a) et les dispositions correctes (figure 17b) dans les cas suivants :

- armatures tendues des poutres brisées et notamment des paillasse d'escaliers ;
- armatures de goussets (parois de réservoirs parallélépipédiques) ;
- armatures tendues sur appui d'une poutre continue présentant un décrochement.

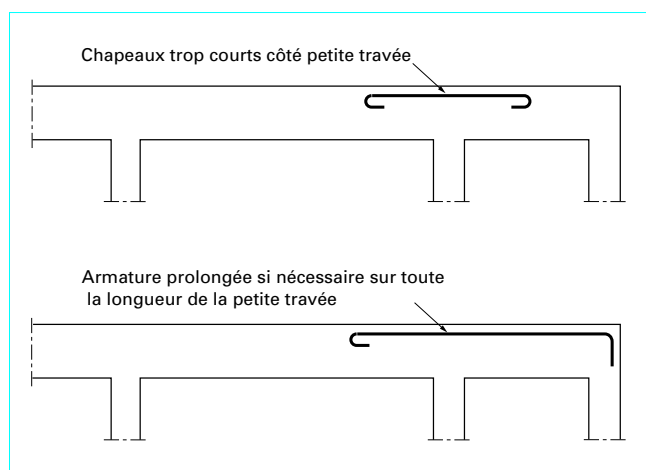


Figure 16 – Longueur des chapeaux sur appuis encadrés par des travées de portée très différente

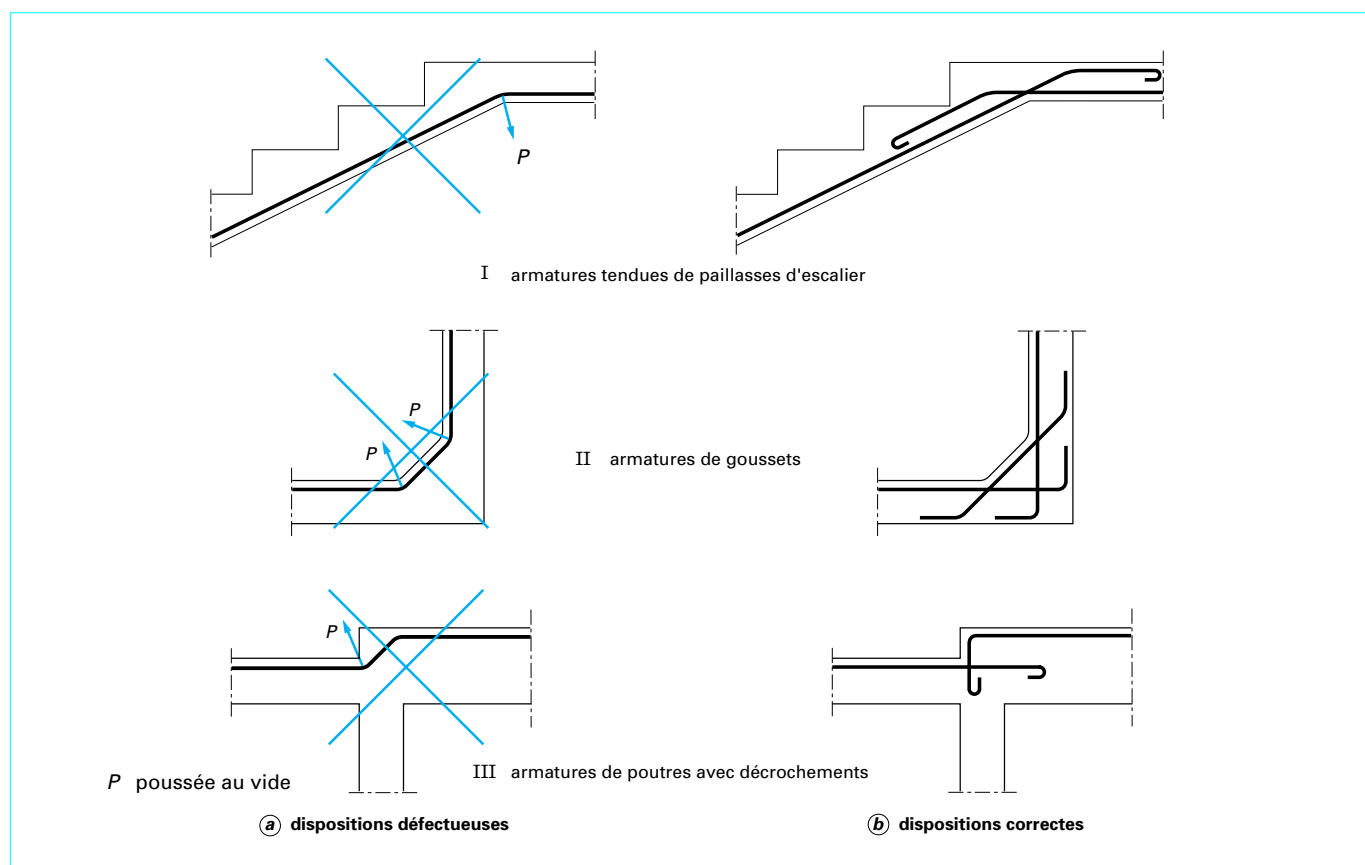
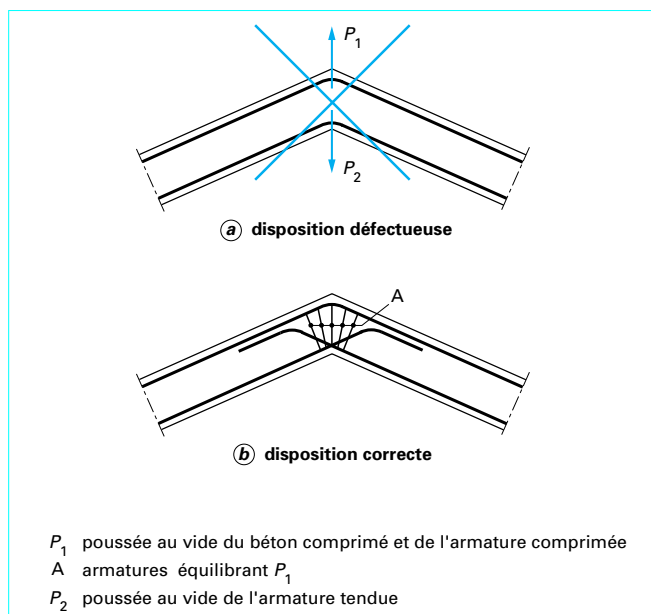
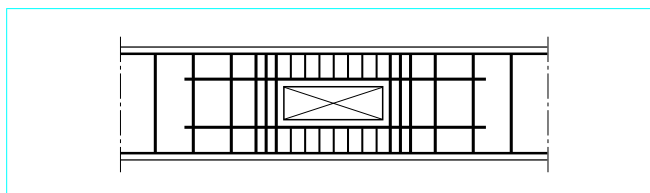


Figure 17 – Poussée au vide des armatures tendues



**Figure 18 – Poussée au vide due à des efforts de compression et de traction**



**Figure 19 – Armatures encadrant un trou ménagé dans une poutre**

La figure 18 concerne la poussée au vide due à des efforts de compression s'exerçant parallèlement aux côtés d'un angle saillant (béton et armatures comprimés), cas notamment rencontré au faîtage d'une poutre-ferme :

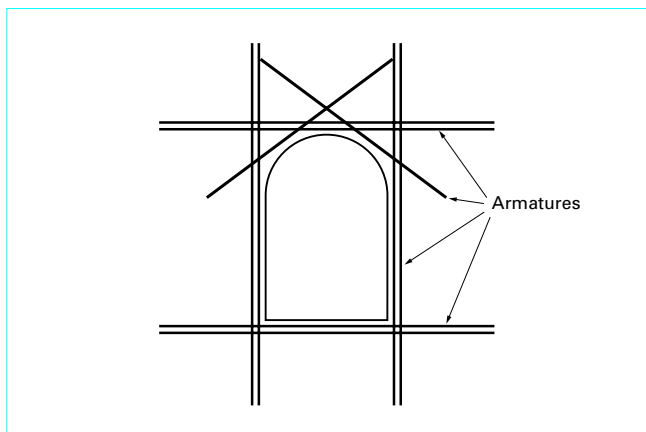
— sur la figure 18a, une disposition défectueuse, avec poussées au vide non équilibrées d'une part des armatures tendues, d'autre part du béton et des armatures comprimés ;

— sur la figure 18b, une disposition correcte avec armatures équilibrant la poussée au vide du béton et des armatures comprimés.

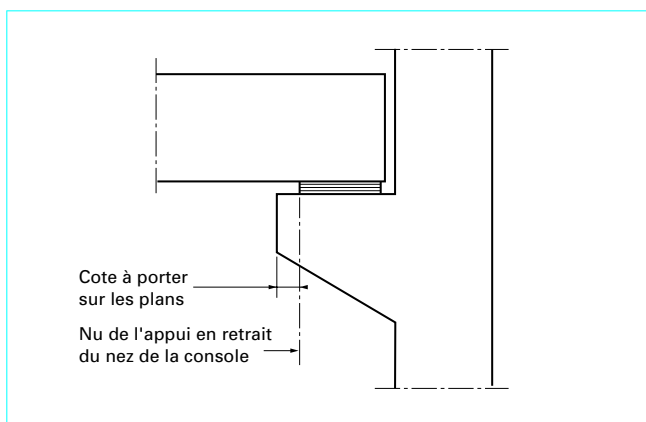
### 3.5 Dispositions de ferrailage au voisinage des vides

Ouvertures ménagées dans les **poutres** (pour passage de gaines) : elles doivent être encadrées par des armatures (schéma de principe, figure 19).

Trémies et vides ménagés dans les **planchers** et les **voiles** : il faut encadrer chaque trémie ou chaque vide par des armatures dont la section totale est au moins égale à celle des armatures interrompues.



**Figure 20 – Armatures A encadrant une ouverture dans une paroi de cuve**



**Figure 21 – Appui d'une poutre sur une console**

Ouvertures dans les **parois de cuves** : il convient de disposer des armatures encadrant complètement ces ouvertures ; sinon, on risque des suintements ou des fuites autour de celles-ci (figure 20).

### 3.6 Appuis sur consoles et dispositions de ferrailage

Les **appuis à glissement** béton sur béton, métal sur métal (même avec surfaces graissées), béton sur métal, feutre bitumineux entre deux plaques de métal donnent lieu à des **frottements importants** dont il convient de tenir compte si l'on ne peut adopter d'autres solutions.

Dans la mesure du possible, utiliser des appuis avec Téflon (réduction du frottement) ou en Néoprène fretté (déformation par distorsion), associé ou non à du Téflon.

Il convient de disposer les appuis de poutres reposant sur des consoles **en retrait** par rapport au **nez** de ces dernières (figure 21).

Les armatures supérieures des consoles, en barres de gros diamètre terminées par des crochets, laissent sans armatures l'angle supérieur des consoles, ce qui peut entraîner des désordres : fissu-

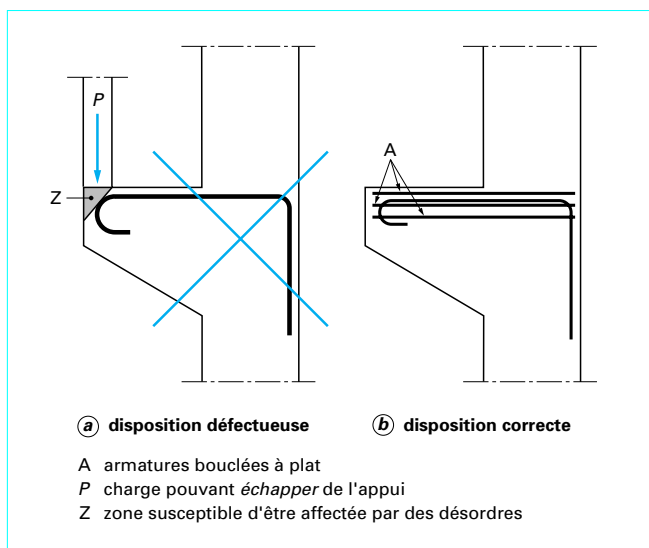


Figure 22 – Dispositions des armatures supérieures des consoles

res, épaufures, risque pour une charge en bout d'échapper de l'appui (figure 22 a).

Il convient de disposer des **armatures supérieures** de diamètre relativement réduit, **bouclées à plat**, suivant la distance minimale d'enrobage le contour de la console [C 2 314,1, § 2.7.4] (figure 22 b).

### 3.7 Coudage défectueux de barres de gros diamètre

De nombreux incidents, ou accidents, se sont produits par suite du coudage, dans des conditions défectueuses, de barres de gros diamètre, tout spécialement :

- dans les sections d'encastrement de consoles de grande portée (auvents de tribunes de stades dont plusieurs se sont effondrés) ;
- aux nœuds de portiques ;
- aux nœuds de fermes triangulées de grande portée.

Il faut :

- utiliser exclusivement des aciers certifiés (se méfier notamment de certains aciers de provenance étrangère) ;
- respecter les conditions de cintrage des aciers utilisés [C 2 304, § 1.2.4.2, tableau 5] ;
- vérifier la **condition de non-écrasement du béton** (art. A 6.1.2.5.2 des Règles BAEL et [C 2 308, § 2.1.1], spécialement dans le cas où plusieurs lits de barres sont courbés dans la même zone ;
- porter sur les **plans** les diamètres des mandrins de cintrage à utiliser ;
- s'assurer, à l'exécution, que le **matériel** est adapté au façonnage des barres (coudeuses électriques, mandrins de diamètre suffisant) et tenir compte des basses températures des barres à façonner (cas d'un stockage hors de l'atelier, en hiver) qui requièrent des précautions particulières.

### 3.8 Représentation des dispositions de ferrailage

Si de simples schémas peuvent suffire dans certains cas, il est indispensable de faire des **dessins complets** et à **échelle convenable** de certains détails de ferrailage, par exemple : sections d'encastrement des consoles de grande portée, nœuds de portiques et de poutres ou de fermes triangulées, articulations, appuis de volées d'escaliers préfabriqués.

Il convient de se méfier :

- des plans où la même épaisseur de trait représente aussi bien des  $\varnothing 8$  que des  $\varnothing 32$  ou des  $\varnothing 40$  ;
- de certains schémas d'armatures *sortis* par des ordinateurs où les dispositions réelles n'apparaissent pas à une échelle convenable (échelles différentes suivant la ligne moyenne et perpendiculairement à celle-ci) et sont ainsi source d'erreurs.

L'utilisation des ordinateurs ne dispense d'ailleurs pas de vérifier que les dispositions d'armatures correspondant à de tels tracés automatiques ne sont pas complètement aberrantes, ce qui traduirait une inadaptation du programme au cas étudié.

## 4. Déformations excessives

■ De nombreux désordres ont leur origine dans des **déformations excessives** d'éléments de béton armé, qui se traduisent le plus souvent par des fissurations dans les **murs ou cloisons** supportés.

■ Pour **limiter ces désordres**, il convient :

- de respecter les conditions de déformabilité fixées par les Règles BAEL dans la partie relative aux ossatures courantes, soit en adoptant des hauteurs de section des éléments fléchis satisfaisant aux conditions fixées pour les poutres [C 2 314, § 2.5.1], pour les dalles [C 2 314, § 3.5], pour les poutrelles avec entrevous en terre cuite ou béton [C 2 314, § 2.7.2.2], pour les planchers-dalles [C 2 314, § 4.4.4], soit, si l'on adopte des dispositions ne répondant pas aux conditions fixées dans les articles ci-avant mentionnés, en procédant aux vérifications dont le principe est donné en [C 2 314, § 2.5.2 et 2.5.3] ;
- de mettre en œuvre des bétons présentant de **bonnes résistances mécaniques** tant à la traction qu'à la compression ;
- de mettre ces éléments en charge le plus tard possible.

■ Certains **problèmes particuliers** requièrent des précautions spéciales :

- lorsque la portée des éléments fléchis porteurs de cloisons ou murs dépasse 8 à 10 m, les solutions traditionnelles risquent, même avec des hauteurs de section satisfaisant aux conditions réglementaires, de ne pas empêcher le développement de fissurations gênantes ; il faut alors s'orienter soit vers des cloisons constituées par des voiles en béton armé, soit vers des cloisons comportant des raidisseurs reliant les poutres des étages inférieur et supérieur ;
- il convient de tenir compte de la déformabilité importante des **éléments en porte à faux** de grande longueur ;
- dans les **toitures à faible pente**, il importe d'éviter que les déformations de certains éléments ne conduisent à des inversions de pente ou à des **flaches** avec risque de stagnation d'eau ;
- il faut éviter toute mise en charge des **parois en matériaux fragiles** telles que parois en pavés et briques de verre, claustras, vitrines ; il est indispensable de prévoir des jeux suffisants dans les feuillures supérieures où viennent s'emboîter ces parois, de même que dans les feuillures latérales pour éviter les désordres sous l'effet des variations dimensionnelles ;
- enfin, il est rappelé qu'il faut disposer à la base des **cloisons minces en briques plâtrières** une **semelle compressible** en bois ou en matériau similaire [DTU 20-1 (septembre 1985)], cette semelle

ayant pour objet d'éviter la rupture par écrasement ou le flambement des cloisons sous les effets conjugués de la dilatation de la céramique, des déformations différentielles des planchers inférieur et supérieur et du raccourcissement des points d'appui de la structure.

5. Désordres dus aux effets des variations dimensionnelles

Ces désordres tiennent une place particulièrement importante dans la pathologie des constructions en béton armé ; ils représentent, en nombre, environ 45 % de l'ensemble des sinistres et plus de la moitié de ces 45 % concerne les planchers-terrasses et les maçonneries de l'étage sous-jacent ainsi que les ouvrages extérieurs aux bâtiments : acrotères, corniches, bandeaux saillants, coursives, balcons et loggias. Leur caractère de gravité est variable, ils peuvent entraîner des réfections coûteuses lorsqu'il y a pénétration d'eau.

Il est cependant possible de réduire leur nombre et leur importance dans une forte proportion en observant les recommandations qui suivent ; certaines de celles-ci, et notamment les quatre premières, concernent en premier lieu le maître d'œuvre (avant l'ingénieur d'études).

5.1 Distance maximale entre joints dans les étages courants des bâtiments

Comme il est rare que l'on tienne compte, dans les calculs des bâtiments courants, des effets du retrait et des variations de température [il faut d'ailleurs noter que, sauf cas particuliers très rares, toute approche par le calcul est très complexe et aléatoire (décalage dans le temps de l'exécution des différents étages)], il convient de limiter les distances entre joints dans les bâtiments à ossature en béton armé aux valeurs indiquées dans les Règles applicables aux constructions courantes [C 2 314, § 1.4.1] en notant que celles-ci concernent des ossatures relativement souples, ce qui exclut notamment les cas suivants :

- planchers reposant sur des maçonneries porteuses ;
- planchers de parkings souterrains fortement ventilés, bridés par des parois moulées et reposant sur des poteaux de grande hauteur dans le sens de la longueur du plancher ;
- ossatures en béton armé avec maçonneries de remplissage empêchant toute déformation dans leur plan ;

— ossatures en béton armé avec panneaux rigides destinés à assurer le contreventement, ces panneaux étant disposés à une extrémité du bâtiment et a fortiori aux deux extrémités [C 2 312, § 3.2.2].

Le tableau 1 résume les prescriptions des Règles BAEL et du DTU 20-1 applicables en France métropolitaine.

5.2 Distance maximale entre joints dans le plancher-terrasse et l'étage sous-jacent

Cette distance est de :

- 20 m dans les départements de la Méditerranée ;
- 25 m dans le reste de la France métropolitaine, ce qui implique, en règle générale, la nécessité de prévoir au moins un joint supplémentaire dans la hauteur de l'étage sous terrasse et dans le plancher-terrasse.

Ce joint supplémentaire est normalement réalisé sous la forme d'un joint diapason (figure 23).

5.3 Éléments extérieurs aux bâtiments

Il faut respecter les prescriptions relatives à ces éléments formulées dans les Règles applicables aux constructions courantes [C 2 314, § 1.4.3].

Pour les éléments de plus de :

- 8 m en région méditerranéenne et certaines régions de l'Est à climat relativement continental ;
- 12 m dans les régions humides et tempérées ;
- et naturellement pour les éléments continus (cas fréquent des bandeaux),

il faut prévoir un pourcentage d'armatures longitudinales au moins égal à 0,50 % en acier de classe Fe E 500.

Lorsque les éléments extérieurs ont des longueurs au plus égales à la moitié des chiffres précédents, soit respectivement 4 et 6 m, les pourcentages d'armatures longitudinales peuvent être réduits à 0,20 ou 0,25 %.

Il faut de toute façon éviter les sections massives pour tous les éléments extérieurs notamment les corniches, les acrotères hauts, les linteaux, etc. (figure 24).

Dans les cas où l'on est conduit à des linteaux de grande hauteur (volets roulants), il convient de disposer des armatures réparties dans la hauteur pour limiter les fissurations (figure 25).

Tableau 1 – Distances maximales entre joints des bâtiments

Régions	Ossatures en béton armé relativement souples	Maçonneries porteuses	Maçonneries de remplissage (1)
Départements de la Méditerranée	25 m	20 m	20 à 25 m
Régions de l'Est, des Alpes, du Massif central	30 à 35 m	25 m	25 à 35 m
Région parisienne	40 m	30 m	30 à 40 m
Régions de l'Ouest	50 m	35 m	35 à 50 m

(1) Les limites supérieures correspondent au cas de maçonneries homogènes sur la longueur du bâtiment et à la disposition de contreventement longitudinal avec palée rigide au voisinage du milieu de la longueur [C 2 312, fig. 3 a), les limites inférieures au cas où le contreventement est assuré par une palée rigide à une extrémité du bâtiment.

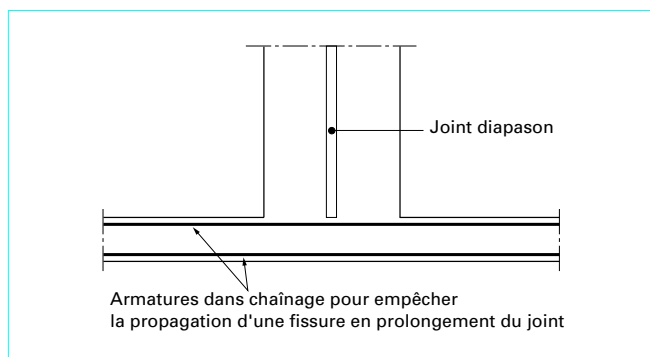


Figure 23 – Joint diapason dans la hauteur de l'étage sous plancher-terrasse

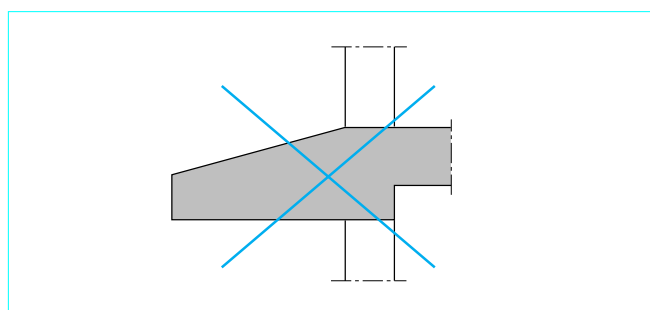


Figure 24 – Corniches volumineuses à éviter

## 5.4 Éléments de béton armé associés aux maçonneries

Se référer aux prescriptions du DTU 20-1.

Des **chaînages horizontaux** doivent être prévus au niveau de chaque plancher sur les murs en maçonnerie ; la section de béton de ces chaînages doit être aussi réduite que possible, mais leurs armatures doivent avoir une section d'au moins  $1,6 \text{ cm}^2$  en acier Fe E 500,  $3 \text{ cm}^2$  en acier Fe E 215 et être convenablement ancrées à leurs extrémités dans les chaînages orthogonaux.

Dans les **chaînages sous planchers-terrasses**, les sections minimales d'armatures sont portées respectivement à  $3,85 \text{ cm}^2$  en acier Fe E 500 et  $7,5 \text{ cm}^2$  en acier Fe E 215.

Dans le cas de murs en maçonnerie légère, il faut prévoir des **chaînages verticaux** disposés dans les angles saillants ou rentrants des maçonneries ainsi que de part et d'autre des joints de fractionnement du bâtiment :

- dans la hauteur des deux derniers étages dans le cas de planchers-terrasses en béton armé ;
- dans la hauteur du dernier étage dans le cas d'un plancher avec comble.

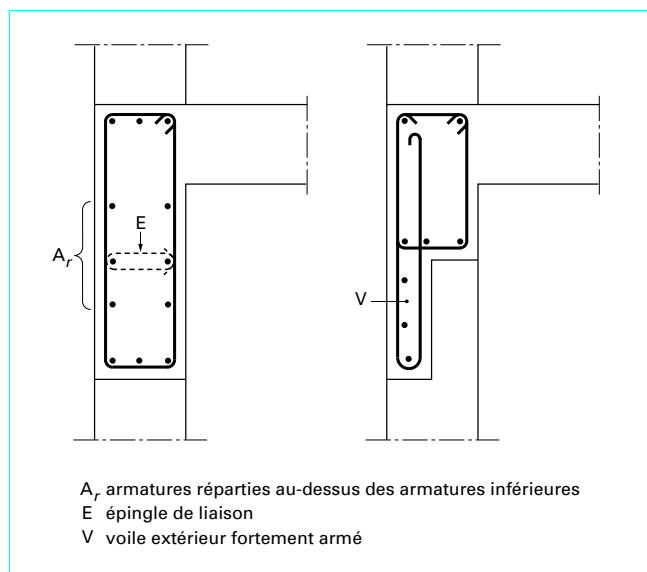


Figure 25 – Poutres de façade de grande hauteur

## 5.5 Limitation des risques de fissuration par mise en œuvre d'armatures longitudinales de section suffisante

Un des moyens les plus efficaces pour limiter l'ouverture des fissures serait de disposer, dans tous les éléments de béton armé, une section d'armature telle qu'en cas de rupture du béton par traction la contrainte des armatures soit inférieure à la limite d'élasticité ; ce qui conduirait à un pourcentage de l'ordre de 1 % pour les armatures de classe Fe E 215 ou 235 et de plus de 0,50 % pour les armatures de classe Fe E 500. Il ne saurait toutefois être question d'imposer de tels pourcentages d'une façon générale, notamment dans les dalles et hourdis des planchers de bâtiments : aucun texte réglementaire ne prescrit d'ailleurs de tels chiffres.

Les pourcentages minimaux imposés sont beaucoup plus faibles ; ils ne correspondent d'ailleurs pas aux mêmes hypothèses.

Toutefois, dans les bâtiments dont la longueur entre joints est voisine des distances maximales rappelées au paragraphe 5.1, il paraîtrait raisonnable, à moins de dispositions spéciales permettant la libre dilatation, de ne pas descendre au-dessous d'un pourcentage d'armatures longitudinales de 0,1 % dans tous les éléments de planchers (acier de classe Fe E 500).

L'étude des sinistres montre qu'il se produit très souvent, dans les bâtiments de forme rectangulaire allongée ou carrée de grandes dimensions, des fissures dans les angles extrêmes ; ces fissures sont le plus souvent perpendiculaires aux bissectrices de ces angles ; pour en limiter l'ouverture, il convient soit de disposer dans ces angles des armatures parallèles aux bissectrices, soit de prévoir un quadrillage d'armatures renforcé dans les angles (pourcentage de l'ordre de 0,2 %, acier de classe Fe E 500).

## 6. Fautes dans l'exécution des travaux

Nous nous bornerons à une simple nomenclature, nous limitant à signaler les fautes les plus fréquentes ou celles susceptibles de provoquer les désordres les plus graves.

### 6.1 Opérations de coffrage

Insuffisance ou même absence de contreventement des étais [134].

Utilisation de coffrages glissants sans suivre les règles qu'impose cette technique [135].

Soin insuffisant apporté à la réalisation du coffrage de parties délicates (articulations, joints de dilatation).

Appuis défectueux sur le sol ou sur les planchers inférieurs.

Sous-estimation des actions (accumulation de matériaux, effets d'impact, etc.).

### 6.2 Opérations de ferrailage

a) Il est rappelé qu'il ne faut utiliser que des aciers certifiés.

b) Les épaisseurs d'enrobage doivent être respectées, surtout dans les éléments extérieurs exposés aux intempéries (risques de taches, voire de corrosion) et également lorsqu'une sécurité à l'égard du feu est recherchée.

c) Les conditions de cintrage des barres, les ancrages, les recouvrements doivent être conformes aux indications des dessins.

d) Les armatures des éléments en porte à faux (balcons, auvents) doivent être placées à la partie supérieure, et toutes les dispositions de calage (cavaliers supports) doivent être prises pour qu'il en soit ainsi.

e) Prendre garde aux inversions de ferrailage possibles par le personnel de chantier, notamment dans le cas des radiers (dont les armatures sont inversées par rapport à celles des planchers), des poteaux à armatures dissymétriques, des éléments en porte à faux (cf. d ci-avant).

f) Les barres qui doivent être pliées et dépliées doivent, en principe, être de nuance Fe E 235.

g) Les cages d'armatures préfabriquées doivent être mises en place avec précautions, en respectant le positionnement et l'intégrité des barres.

### 6.3 Opérations de bétonnage

Le bon comportement dans le temps d'une structure en béton armé, sa durabilité, dépendent dans une large mesure de la qualité du béton mis en œuvre et notamment de sa régularité (cf. rubrique *Béton hydraulique* dans le présent traité).

Se méfier notamment :

- des compositions granulaires trop théoriques entraînant des difficultés, voire des impossibilités de bétonnage ;
- des compositions granulaires irrégulières ;
- de l'excès d'eau et plus encore d'une quantité d'eau insuffisante ;
- de la ségrégation due à un excès de vibration ;

- de défauts résultant de ferrailages trop denses (composition granulaire inadaptée [C 2 310, § 1.2] ;
- de l'absence, à défaut de véritable *cure*, de protection contre une dessiccation trop rapide par la chaleur ou le vent ;
- de l'utilisation d'adjuvants non agréés ou de la mauvaise utilisation d'adjuvants agréés.

En cas de doute sur la qualité des bétons mis en œuvre, il ne faut pas hésiter à procéder à une auscultation sonore. C'est actuellement un procédé d'investigation fiable susceptible d'être effectué par tous les laboratoires et organismes de contrôle.

### 6.4 Opérations de décoffrage

Elles doivent être progressives et n'intervenir que lorsque le béton a acquis une résistance suffisante, notamment par basse température (contrôle par éprouvettes conservées sur le chantier, à proximité de l'ouvrage).

## 7. Actions chimiques. Effets du gel

Les actions chimiques peuvent provoquer la désagrégation du béton ou la corrosion des armatures.

### 7.1 Éléments exposés aux intempéries ou à des atmosphères agressives

Ce qui suit vise non seulement les éléments des constructions exposés aux intempéries, mais également les constructions édifiées en bordure de mer et celles situées dans certaines zones industrielles, en atmosphère agressive.

Pour assurer une durabilité convenable et un comportement satisfaisant dans le temps, il faut :

a) mettre en œuvre des **bétons de bonne compacité**, ce qui implique :

- une composition granulaire bien adaptée ;
- un dosage en ciment au moins égal à 350 kg/m<sup>3</sup> ;
- un serrage efficace du béton ;

b) respecter des **épaisseurs d'enrobage suffisantes** (mais non excessives [C 2 310, § 1]).

### 7.2 Éléments de constructions en milieu spécialement agressif

En plus des précautions générales indiquées précédemment, il peut être nécessaire d'utiliser des ciments spéciaux (ciments de fer, ciments pouzzolaniques, ciments riches en laitier, ciments aluminés).

La présence de sulfates (Ca SO<sub>4</sub>, Mg SO<sub>4</sub>), de certaines matières organiques, d'eau de mer ou d'eau très pure implique un choix judicieux des ciments ; il peut être recommandé de consulter les laboratoires spécialisés.

## 7.3 Emploi du chlorure de calcium ou d'adjuvants contenant des chlorures

Le DTU 21-4 (octobre 1977, toujours en vigueur) limite à 1 % le pourcentage maximal des chlorures totaux dans les bétons armés pour travaux courants de bâtiments et **proscrit l'emploi du chlorure de calcium ( $\text{CaCl}_2$ )** dans les ouvrages en béton précontraint et dans les cuves et réservoirs, les poutrelles préfabriquées comportant des armatures en feuillets ou tôles minces, les planchers où sont incorporés des serpentins de chauffage, les éléments traités par étuvage.

## 7.4 Effets du gel

Les basses températures retardent et peuvent même empêcher complètement la prise et le durcissement des bétons.

Dans le premier cas, les bétons peuvent, après la période de froid, reprendre une résistance quasi normale, mais il faut mener les opérations de décoffrage avec prudence (§ 6.4).

Dans le second cas, il faut envisager la démolition du béton non durci.

Il est cependant possible de bétonner par temps froid, moyennant certaines précautions qui sont prises couramment (chauffage de l'eau, des granulats, coffrages isothermes...) dans les pays au climat rude.

Pour plus de détails sur la pathologie des constructions, et pour l'étude d'exemples, on se reportera aux références [138, 139].

# 8. Renforcement et réparation des ouvrages en béton armé

Ce paragraphe complète l'article « Restauration des bâtiments en béton armé » en [C 2 350] du présent traité.

Pour de plus amples détails, le lecteur voudra bien se reporter à [194] et, surtout, à [195].

On peut être amené à procéder :

a) à des remises en état d'éléments de structures présentant des défauts visibles que l'on cherche simplement à camoufler ou à atténuer pour obtenir un aspect plus satisfaisant ; celles-ci consistent généralement en l'obturation de fissures, qui sont dues le plus souvent à l'action du retrait et des variations climatiques et qui n'apparaissent pas liées à des insuffisances de résistance mécanique. On procède à une injection de produit plastique dans les fissures que l'on a éventuellement élargies au préalable (cf. [C 2 350, § 3.3]). L'efficacité de la réparation réside essentiellement dans la capacité du produit à conserver sa plasticité dans le temps.

b) au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants.

Le renforcement ou la réparation des ouvrages en béton sont souvent réalisés par adjonction de matière dans les zones où les sections sont trop sollicitées. Une section devient trop sollicitée si, du fait même des dispositions adoptées ou de changements des conditions d'exploitation, les efforts appliqués sont supérieurs à ceux pris en compte dans les calculs (problème du renforcement)

ou bien si la résistance a diminué par suite de dégradations (problème de la réparation).

En dehors de procédés ayant reçu depuis longtemps la sanction de l'expérience et que l'on peut considérer comme *traditionnels*, les travaux en cause sont souvent délicats ; il est préférable de recourir à des entreprises spécialisées qui mettent fréquemment en œuvre des matériaux et des procédés faisant éventuellement l'objet de brevets.

## 8.1 Procédés de renforcement ou de réparation

La solution retenue pour renforcer ou réparer un élément doit satisfaire aux impératifs suivants :

- le monolithisme de l'élément doit être réalisé, afin de permettre un fonctionnement mécanique satisfaisant ;
- les qualités des matériaux d'adjonction doivent être au moins égales à celles des matériaux constitutifs de l'ouvrage à renforcer ou à réparer.

Les procédés varient suivant la nature des éléments d'ossatures qu'ils concernent et suivant la nature des désordres ou des insuffisances. Les plus courants, éventuellement utilisés en combinaison, sont décrits dans les paragraphes suivants.

### 8.1.1 Adjonction d'armatures complémentaires

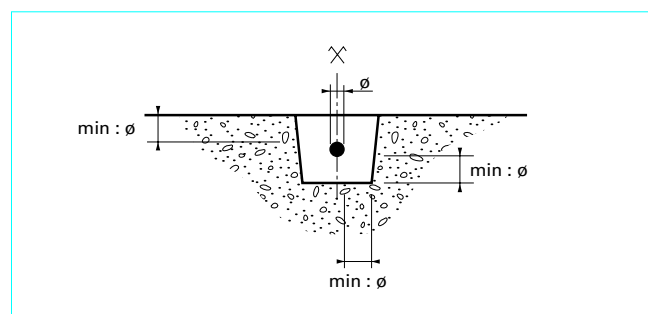
Des armatures complémentaires sont à prévoir lorsqu'il s'agit de remplacer des aciers corrodés ou coupés accidentellement. Cette solution peut également être envisagée lorsqu'il s'agit de renforcer une structure.

Dans tous les cas, les armatures existantes conservées doivent faire l'objet de soins de manière à éviter la poursuite de leur dégradation. Un étalement et un déchargement de l'ouvrage à réparer peuvent éventuellement être nécessaires.

Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration, et participer à la résistance des sections renforcées. Il faut donc porter une attention particulière à la disposition et à l'ancrage de ces armatures.

Les armatures complémentaires peuvent s'inscrire dans la géométrie de l'élément (par exemple, en les disposant dans des engravures dimensionnées en fonction du diamètre de l'acier et des caractéristiques du produit d'enrobage ; figure 26) ou en surépaisseur (le treillis soudé constitue alors souvent une bonne solution). La protection des armatures en surépaisseur est assurée par un béton coulé, ou projeté (§ 8.1.2 et figure 27).

Dans tous les cas, un enrobage minimal égal au diamètre des barres est nécessaire.



**Figure 26 – Armatures supplémentaires en engravure (celle-ci pouvant être en sous-face)**



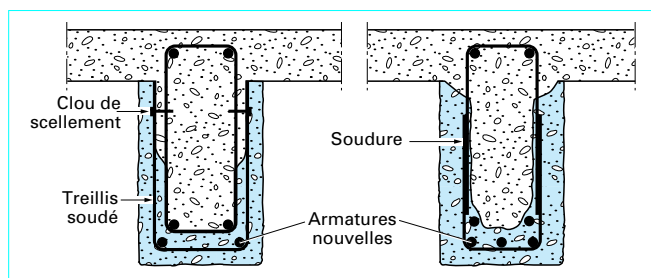


Figure 27 – Armatures supplémentaires en surépaisseur de poutre

Les armatures longitudinales de renfort doivent être cousues par des armatures transversales ancrées dans des zones saines de la structure existante. Les jonctions des armatures existantes et des armatures supplémentaires peuvent se faire par les procédés classiques habituels (recouvrements, soudure, manchonnage). Les

ancrages éventuels sur appuis sont réalisés sous forme de scellements droits, dont la longueur est fonction du produit utilisé pour la réparation (béton, résine, etc.). Ces ancrages sont d'une exécution souvent difficile, mais ceux des armatures primitives sont généralement suffisants.

### 8.1.2 Béton projeté

Cette technique, très au point et très utilisée tant pour le renforcement de structures insuffisantes ou défailtantes que pour la réparation d'ouvrages endommagés, exige pour sa mise en œuvre un personnel spécialisé. Le béton projeté peut être, ou non, combiné avec l'adjonction d'armatures complémentaires.

La projection est réalisée soit par voie sèche, soit par voie mouillée (voir [C 2230, § 10]).

Dans le premier cas, la grande vitesse de projection (80 à 100 m/s) fait que le procédé par voie sèche est particulièrement recommandé pour la réparation des ouvrages car il permet d'obtenir un béton très compact.

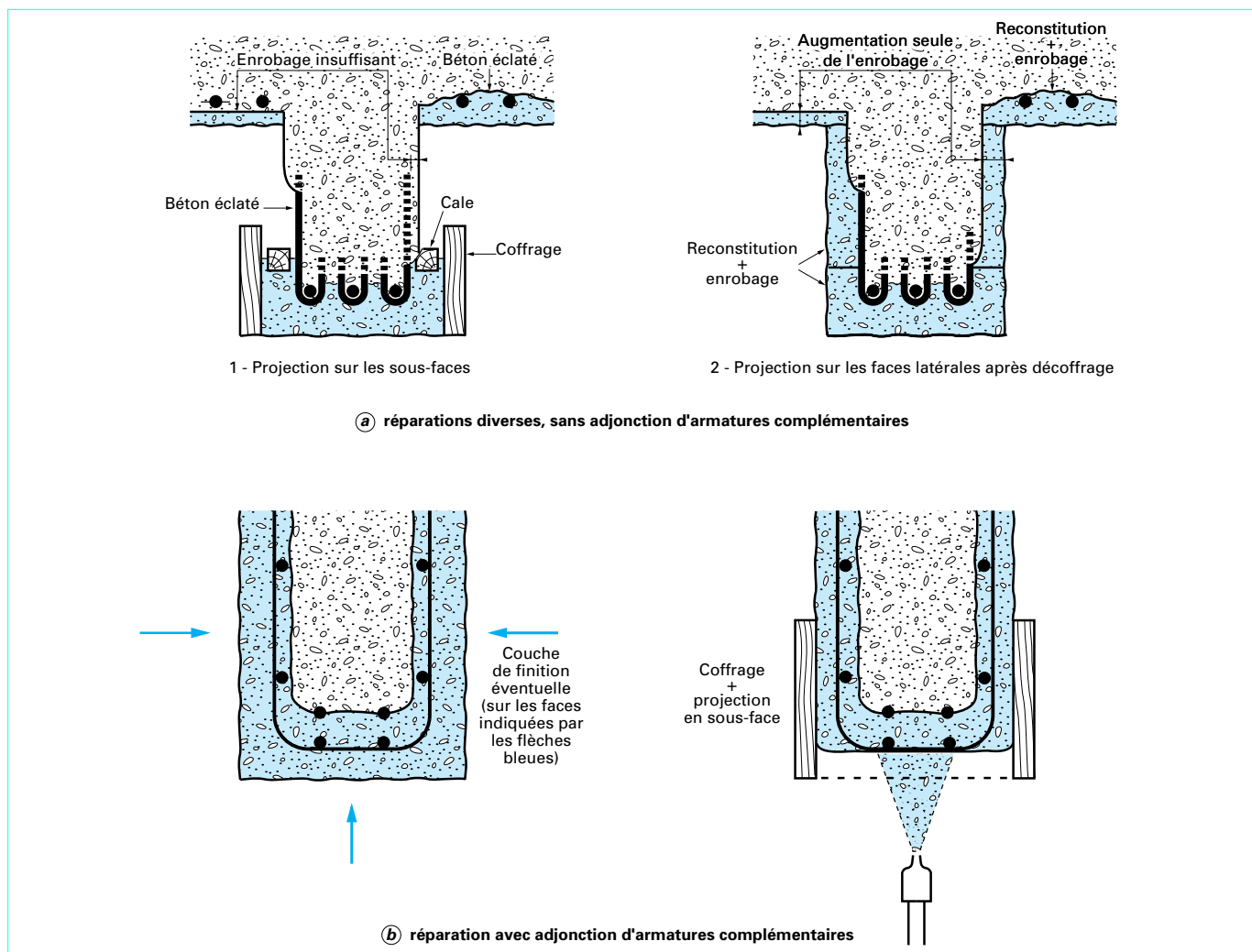


Figure 28 – Réparations d'une poutre au moyen de béton projeté



Dans le second cas, la faible vitesse de projection (entre 10 et 40 m/s) rend indispensable l'exécution préalable d'une couche d'accrochage.

Après durcissement, le béton projeté possède les propriétés d'un béton coulé, puis vibré.

La projection est possible dans toutes les directions et, en particulier, en plafond (figure 28).

### 8.1.3 Tôles collées

Ce procédé consiste en un apport d'armatures extérieures soit pour consolider un élément dont les dégradations mettent en péril la résistance, soit pour remplacer des aciers oubliés, ou mal positionnés.

La préparation des surfaces, la mise en œuvre des colles, la réalisation du placage, etc., doivent impérativement être confiées à des entreprises spécialisées ou à des laboratoires ; certains procédés font d'ailleurs l'objet de brevets (ex. : brevet UTI-L'HERMITE, inventeur de la technique).

Dans les locaux devant, du fait de leur destination, présenter une certaine résistance au feu, l'étude mécanique des renforcements doit être complétée par celle de l'isolation thermique permettant de soustraire la colle aux effets des incendies dans les conditions requises.

La colle est une résine époxyde. Son épaisseur est de 0,5 à 1 mm. Les tôles d'acier, de qualité courante, ont une épaisseur normalement limitée à 3 mm.

Leur dimensionnement et leur positionnement doivent être déterminés par le bureau d'études, en se conformant aux indications des Annales de l'ITBTP, n° 349, avril 1977 (voir aussi [195]).

### 8.1.4 Précontrainte additionnelle

Il peut être envisagé d'appliquer à des ouvrages existants des efforts de précontrainte en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service.

La conception et le calcul doivent être en conformité avec les règlements en vigueur (BPEL 91 en particulier). L'étude doit porter sur l'influence de l'effet des efforts appliqués localement sur des structures non conçues à l'origine pour les recevoir. Mieux vaut confier une telle étude à des spécialistes.

## 8.2 Exemples d'application courants

### 8.2.1 Renforcement de poteaux

Le problème peut se poser dans le cas de modification des conditions d'exploitation des locaux, quelquefois dans le cas de doute sur la qualité du béton mis en œuvre ou de sections reconnues trop réduites, mais alors il convient d'intervenir avant que la totalité des charges ne soit appliquée car les ruptures de poteaux en charge ne *préviennent* guère.

Le procédé classique, dont l'efficacité a été largement vérifiée par l'expérience, consiste à *chemiser* ou *corseter* le poteau en augmentant sa section transversale par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre du poteau primitif (figure 29). Pour que le procédé soit efficace, il faut :

a) abattre préalablement les angles du poteau et repiquer ses faces ;

b) avoir la possibilité de bétonner sur une épaisseur suffisante (6 cm paraît un minimum absolu), le coffrage étant établi *en montant* par tranches de faible hauteur ;

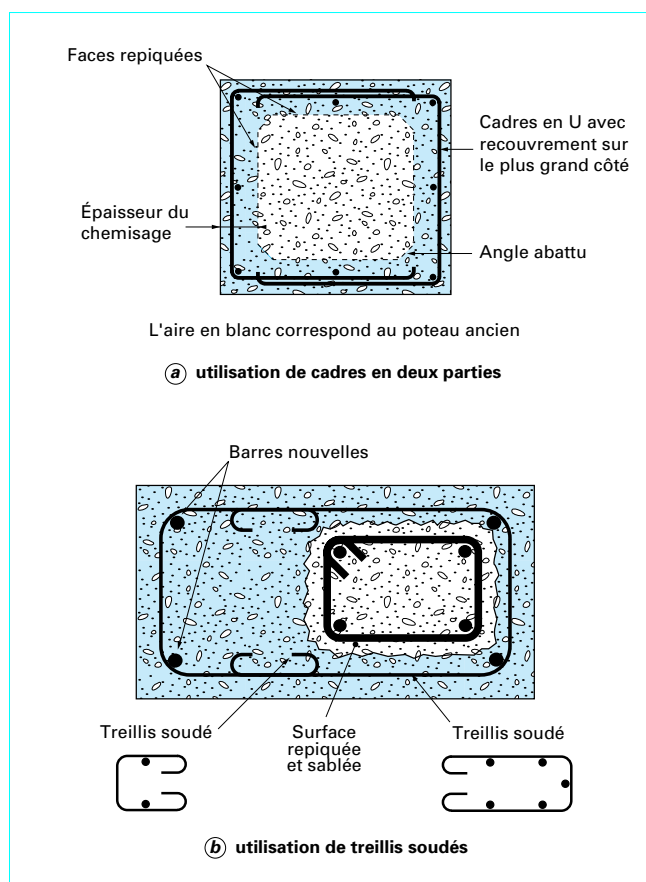


Figure 29 – Renforcements de poteaux par chemisage complet

c) disposer des armatures verticales au moins aux angles du renforcement et surtout des armatures transversales assez resserrées ( $s_t < 10$  cm) de façon à compléter l'effet de frettage résultant du retrait du béton de renforcement par rapport au béton ancien ; comme il est pratiquement impossible de constituer ces armatures transversales par des cadres complets préalablement façonnés, on est conduit à prévoir pour chaque cours de ces armatures des cadres en U dont les branches se recouvrent sur les côtés les plus grands du poteau et comportent un retour de 2 cm environ à leurs extrémités libres ; on peut aussi utiliser avantageusement des U en treillis soudés avec recouvrement sur trois soudures de fils verticaux.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet du poteau — comme cela est généralement le cas en façade — il faut recourir à d'autres procédés, par exemple le renforcement par placage d'éléments métalliques ou l'épaississement du poteau en béton sur deux faces opposées ; dans ces deux cas, les éléments de renfort en métal ou en béton doivent être ancrés dans le béton du poteau primitif, la disposition la plus sûre consistant à relier les éléments disposés sur les faces opposées par des organes de liaison (boulons par exemple) traversant le poteau primitif.

### 8.2.2 Renforcement de panneaux de hourdis

Il est difficile de renforcer les armatures de hourdis lorsque celles-ci sont insuffisantes ; le procédé de collage de tôle en sous-face ne peut s'appliquer dans les mêmes conditions qu'aux poutres (§ 8.2.3).

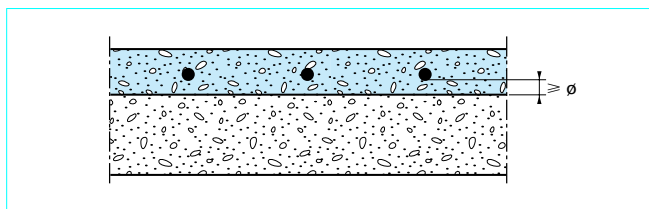


Figure 30 – Surépaisseur de dalle

Le procédé consistant à disposer des armatures de renfort dans des saignées exécutées en sous-face (§ 8.1.1) et à les coller au béton au moyen de produits spéciaux a parfois été utilisé, mais il est d'exécution délicate et onéreuse.

En revanche, on a plus souvent renforcé des dalles en mettant en œuvre une surépaisseur de béton coulée sur la face supérieure après traitement de celle-ci et application d'une colle spéciale (figure 30) ; les sollicitations sous charges permanentes sont bien évidemment augmentées, mais la charge d'exploitation susceptible d'être appliquée est augmentée sensiblement dans la même proportion. Il convient d'examiner l'effet de l'accroissement du poids propre des dalles sur les sollicitations des poutres secondaires et celles des poutres principales.

### 8.2.3 Renforcement des poutres

Les renforcements peuvent avoir pour objet de remédier à des insuffisances :

- des armatures tendues en travée ;
- des armatures tendues sur appuis ;
- des armatures d'âme.

Dans le cas des armatures tendues en travée, les désordres qui risquent d'apparaître sont des fissures sensiblement verticales plus ou moins ouvertes partant de la partie inférieure de la poutre.

Dans le cas des armatures tendues sur appuis, les désordres possibles sont des fissures en partie supérieure dans la poutre et les hourdis adjacents dans les zones voisines des appuis ; il faut noter que de telles fissures peuvent ne pas nécessiter de renforcements, si la résistance aux sollicitations de flexion en travée demeure convenablement assurée dans l'hypothèse où les moments sur appuis seraient nuls.

Dans le cas des armatures d'âme, les désordres qui risquent de se manifester sont des fissures inclinées plus ou moins ouvertes. Il importe de procéder à une auscultation par procédé non destructif pour repérer le diamètre et les espacements des armatures d'âme afin de vérifier dans quelle mesure la sécurité à la rupture est assurée. Les laboratoires et bureaux de contrôle spécialisés disposent de matériels permettant une telle auscultation.

Les deux techniques de renforcement suivantes peuvent être utilisées.

a) **Adjonction d'armatures complémentaires** dans des surépaisseurs de béton projeté en sous-face et sur les faces latérales (§ 8.1.1 et figure 28b). Ce procédé exige d'abattre les angles inférieurs des nervures, de repiquer les faces latérales et démolir au moins localement le hourdis adjacent pour permettre le bétonnage et le passage des armatures d'âme (figure 31). L'ancrage des armatures d'âme pose fréquemment des problèmes qui peuvent être résolus comme suit :

- ou bien on enfle par le bas des cadres en U dont on replie les parties supérieures dans des saignées pratiquées dans la face supérieure de la poutre (figure 31a) ; ces cadres en U peuvent être remplacés par un treillis soudé plié (figure 27) ;
- ou bien on enfle par le haut des cadres en U crochétés en partie inférieure, les armatures longitudinales de renfort sont disposées dans les crochets et on ajoute des épingles de liaison reliant les branches des U (figure 31b) ;

- ou bien on utilise des cadres en U enfilés par le bas et l'on assure l'ancrage en partie supérieure par un dispositif mécanique (écrou fixé sur la partie supérieure fileté des cadres ou soudure sur des éléments métalliques longitudinaux ou transversaux) ;
- ou bien encore on exécute des forages dans la poutre ou dans la dalle, dans lesquels on fait passer les brins de l'armature transversale (figure 31c).

Le simple énoncé de ces opérations montre qu'il s'agit de travaux délicats nécessitant une main-d'œuvre de qualité.

Le renforcement des armatures supérieures est généralement réalisé, s'il se révèle indispensable, en disposant les armatures complémentaires dans des saignées longitudinales pratiquées dans les hourdis de part et d'autre des poutres ; des armatures de couture sont, si nécessaire, disposées transversalement.

#### b) Tôles collées

Ce procédé est fréquemment utilisé pour réaliser les renforcements des armatures inférieures et/ou des armatures d'âme, surtout s'ils doivent être effectués sur de nombreux éléments de la même structure.

Les tôles sont disposées en sous-face et/ou sur les faces latérales.

### 8.2.4 Renforcement d'autres éléments de structure

On a quelquefois renforcé des **semelles superficielles** de base carrée (ou sensiblement carrée) en démolissant les angles des semelles, en repiquant les faces et les arêtes et en faisant un *corset* de forme tronconique avec armatures en cercles en partie inférieure et dans la hauteur de la semelle ancienne avec raccordement sur le chemisage du poteau également renforcé.

Des **semelles sur pieux** ont été renforcées par suite de l'augmentation du nombre de pieux ou de l'insuffisance des armatures principales en utilisant un procédé analogue à celui évoqué ci-avant, mais on a, en certains cas, eu recours à une précontrainte additionnelle (§ 8.1.4).

Plus fréquemment, on a été conduit à renforcer des **éléments en porte à faux**, notamment des balcons dont les armatures, déplacées accidentellement vers le bas au bétonnage, n'assuraient plus dans des conditions requises la résistance aux moments d'encastrement. Il est bien évident que l'apparition de toute fissure en partie supérieure d'une section d'encastrement doit, en raison de la gravité des accidents qui peuvent en résulter, conduire à une investigation systématique concernant la position des armatures dans les sections en cause (essais au profomètre ou au pachomètre [C 2 350, § 2]). Si la résistance n'est pas normalement assurée, il faut procéder à des renforcements. Ceux-ci ne sont pas toujours d'une exécution commode : le plus couramment, on fait des saignées dans lesquelles on dispose des armatures de renfort ; l'ancrage de celles-ci dans la partie formant *culasse* du porte-à-faux nécessite généralement des démolitions à l'intérieur des bâtiments, même si l'on veut assurer le renfort par des armatures de précontrainte, les difficultés de l'ancrage en partie arrière demeurent.

### 8.2.5 Remarque générale

Les exemples qui précèdent montrent que, contrairement à une opinion assez répandue, les structures en béton armé peuvent faire l'objet de transformations et de renforcements, mais nous insistons à nouveau sur le fait qu'il serait faux de croire que les travaux correspondants peuvent être étudiés par n'importe quel ingénieur non-spécialiste (lequel risquerait par exemple de créer des appuis intempestifs donnant naissance à des moments négatifs dans des sections dépourvues d'armatures pour les équilibrer, ou de mettre en place une précontrainte inopérante ou excessive...) et peuvent être exécutés par des entreprises n'ayant pas la qualification

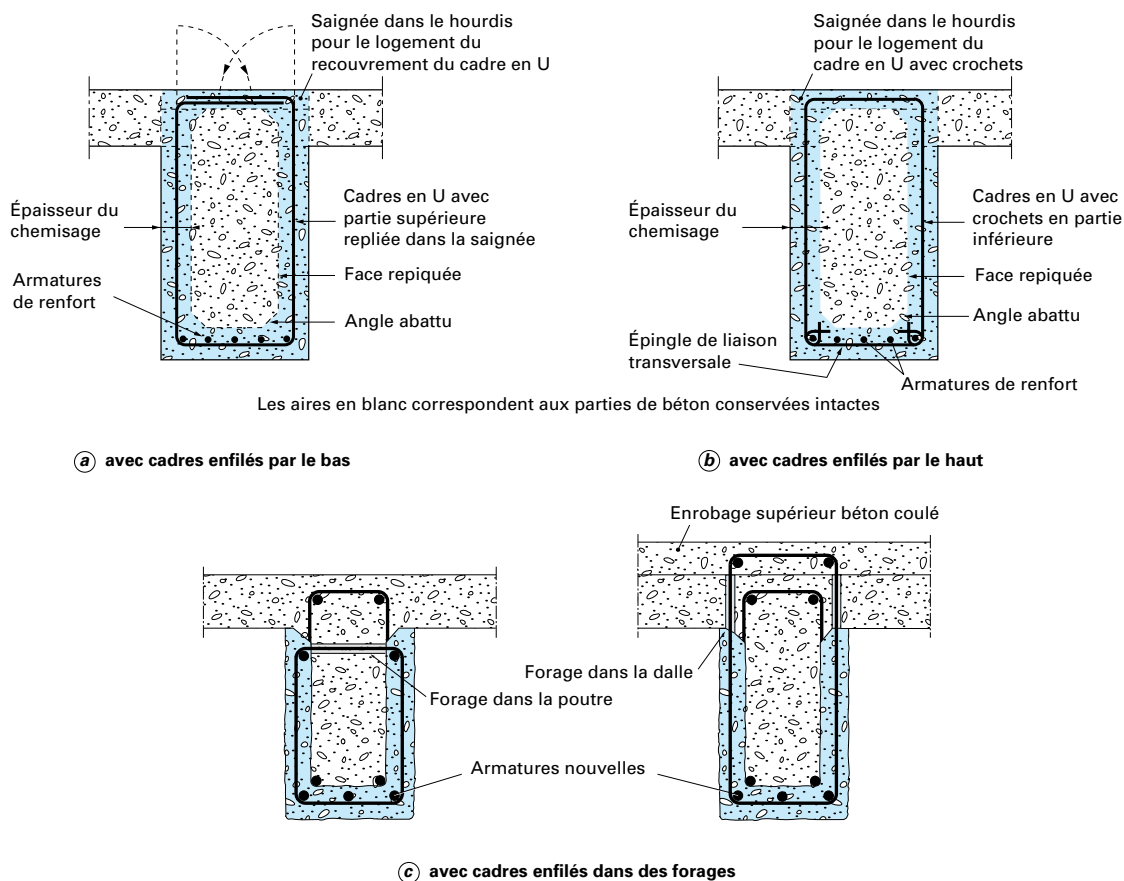


Figure 31 – Renforcement d'une poutre

requis ou n'ayant pas de références sérieuses de travaux semblables. De par leur fonction, certains bureaux de contrôle ont acquis

en la matière une expérience non négligeable. Les maîtres d'œuvre ou d'ouvrage ont tout intérêt à les consulter.

# Béton armé : Règles BAEL

par **Jean PERCHAT**

Ingénieur des Arts et Manufactures

Professeur honoraire à l'École spéciale des travaux publics, du bâtiment et de l'industrie

Professeur honoraire au Centre des hautes études de la construction

## Références bibliographiques

### Traité généraux, formulaires et guides d'emploi

#### Traité généraux

Les cours de béton armé des écoles ENPC, ECP, ETP de même que le cours de béton armé de J. PERCHAT au CHEC ne sont pas en vente. Ces documents peuvent être consultés dans les bibliothèques spécialisées.

- [1] Cent ans de béton armé. 1949, Éd. Science et Industrie.
- [4] GUERRIN (A.) et LAFAUR (R.C.). – *Traité de béton armé. Tome I : Généralités. Propriétés générales. Mécanique expérimentale du béton armé.* 356 p., 16 × 25, 4<sup>e</sup> éd., 1973, Dunod.
- [5] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé. Tome II : Le calcul du béton armé.* 1973, Dunod.
- [9] MONTOYA (P.J.), MESEGUER (A.G.) et MORAN CABRE (F.). – *Hormigon armado.* 1973, Gustavo Gili, Barcelone.
- [11] FAUCHART (J.). – *Initiation au calcul des structures. Béton et acier.* 312 p., 16 × 25, 433 fig., 3<sup>e</sup> tirage, 1981, Eyrolles.

#### Formulaires et guides d'emploi

- [12] CHAMBAUD (R.) et LEBELLE (P.). – *Formulaire du béton armé. Tome I :* 589 p., 17 × 25, 288 fig., 49 tabl., 72 abaques. 3<sup>e</sup> éd., 1967, Eyrolles (épuisé).
- [13] COURTAND (M.) et LEBELLE (P.). – *Formulaire du béton armé. Tome II : Application de la Résistance des Matériaux au calcul des structures en béton armé.* 760 p., 14 × 23, 223 fig., 102 tabl., 2<sup>e</sup> éd. complétée et refondue par (W.A.) JALIL, 1976, Eyrolles (épuisé).
- [14] JALIL (W.A.), BOUTIN (J.P.) et MICHOT (S.). – *Application des Règles BAEL 91 au cas des bâtiments courants.* Ann. ITBTP, janv. 1992.
- [15] *Guide d'emploi du règlement français de béton armé aux états-limites. BAEL 83.* 1985, 21 × 29,7, 219 p. SETRA (ouvrage complété par un document de synthèse BAEL 91 – BPEL 91, 20 p., 21 × 29,7, 1993, SETRA).
- [16] CAPRA (A.) et DAVIDOVICI (V.). – *Guide pratique d'utilisation des Règles BAEL 80.* 272 p., 21,5 × 30,5, 99 fig., 38 tabl., 145 abaques, 2<sup>e</sup> tirage, 1981, Eyrolles (épuisé).
- [17] ISSABRÉ (O.) et KALIPÉ (N.). – *Memento Règles BAEL. Calcul rapide du béton armé.* 160 p., 14,5 × 21, 1982, Éd. Moniteur.
- [18] GUERRIN (A.), LAFAUR (R.C.) et LECROQ (Ph.). – *Guide de béton armé.* 396 p., 16 × 25, 1970, Dunod.
- [19] *Beton Kalender.* Éd. annuelle, Verlag W. Ernst und Sohn.

- [20] DAVIDOVICI (V.). – *Aide-mémoire du béton armé.* 192 p., 13 × 18, 178 fig., 1974, Dunod.

#### Méthodes de calcul.

##### Règlements et recommandations

##### Méthode aux contraintes admissibles

Les références [21] [22] [23] [24] [25] [26] [27] [28] sont anciennes et ne sont citées que pour mémoire.

- [21] *Instructions relatives à l'emploi du béton armé.* Circulaire du 20 oct. 1906, Imprimerie Centrale Administrative.
  - [22] *Règlement sur les constructions en béton armé établi par la Commission d'Études Techniques de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France.* 1931, Gauthier-Villars.
  - [23] *Instructions relatives à l'emploi du béton armé dans les ouvrages dépendant du ministère des Travaux Publics et commentaires explicatifs.* Circulaire du 19 juil. 1934, Imprimerie Centrale Administrative.
  - [24] *Règles d'utilisation du béton armé applicables aux travaux dépendant du ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme et aux travaux privés. Règles BA 1945, modifiées en mars 1948.* Documentation Techn. Bât.
  - [25] *Règles d'utilisation des ronds crénelés et lisses pour béton armé de limite élastique supérieure ou égale à 40 kg/mm<sup>2</sup>.* Règles 1948, ronds n<sup>o</sup> 40-60. Inst. Techn. Bât.
  - [26] *Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé* (Document Technique Unifié) Règles BA 1960. Documentation Techn. Bât. mars 1961.
  - [27] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (dites Règles CCBA 1968, révisées 1970).* 240 p., 16 × 25, 51 fig., 5<sup>e</sup> tirage, 1975, Eyrolles.
  - [28] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.* Circulaire MEL n<sup>o</sup> 70-115 du 27 oct. 1970. Fasc. 61 titre VI modifié du CPC. (Le texte de ce document est le même que celui des Règles CCBA 1968, il tient compte des modifications de juil. 1970). BOMET Fasc. Spéc. n<sup>o</sup> 70-93 bis.
- Méthodes de calcul à la rupture**
- Ces méthodes n'ont jamais fait, en France, l'objet de textes réglementaires.
- [29] CHAMBAUD (R.). – *Le calcul du béton armé à la rupture.* 1965, Eyrolles (épuisé).
- Méthodes de calcul aux états-limites**
- [30] Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. (Comité Européen du Béton et la Fédération

Internationale de la Précontrainte.) Tome I : *Principes et recommandations.* 91 p., 21 × 29,5, 1970 ; Tome II : *Fascicules annexes. Propositions.* 49 p. 21 × 29,5, 1970, Eyrolles (épuisé).

- [32] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites (Règles BPEL 91).* 15,5 × 24, 328 p., 1993, Eyrolles (également CSTB, avr. 1992).
- [33] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (Règles BAEL 91).* 15,5 × 24, 320 p., 1996, Eyrolles (également CSTB, mars 1992 et J.O. 1994).
- [33bis] *Eurocode 2 « Calcul des structures en béton »* et Document d'Application Nationale, Norme NF P 18-711-0 (ENV 1992-1-1), AFNOR 1992.

#### Matériaux

##### Béton

Se reporter à la bibliographie des articles de la rubrique Béton hydraulique.

##### Acier

- [34] *Armatures pour béton armé.* Titre I<sup>er</sup> du fascicule 4 du CCTG n<sup>o</sup> spécial 83-14 bis du BOUL T. et E.
- [35] Liste des armatures bénéficiant du droit d'usage de la marque NF « Armatures pour béton armé ». AFCAB.
- [36] Collection des normes A35-015 à A35-030 « Armatures pour béton armé » (pour connaître le titre et la dernière édition de chacune d'elles, se reporter au Catalogue des normes AFNOR, mis à jour chaque année).
- [36bis] Norme NF A 35-018 *Armatures pour béton armé – Aptitude au soudage*, AFNOR, juil. 1984.

#### Actions et sollicitations

- [37] *Instructions techniques sur les directives communes de 1979 relatives au calcul des constructions.* Circulaire n<sup>o</sup> 79-25 du 13 mars 1979. BOMET Fasc. Spéc. 79-12 bis.
- [38] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titres I et III du fascicule 61 du CPC.* Circulaire n<sup>o</sup> 65 du 19 août 1960. Titre I : *Programmes de surcharges et épreuves des ponts rails.* Titre III : *Programme de charge et épreuve des ponts canaux.* BOMET Fasc. Spéc. n<sup>o</sup> 60-17 bis.
- [39] *Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titre II du fascicule 61 du CPC. (Programme de charges et épreuves des ponts routiers).* Circulaires n<sup>o</sup> 71-155 du 29 déc. 1971 et n<sup>o</sup> 75-156 du 30 déc. 1971. BOMET Fasc. Spéc. n<sup>o</sup> 72-21 bis.



## BÉTON ARMÉ : RÈGLES BAEL

- [39bis] Règles N 84 – Actions de la neige sur les constructions (DTU P06-006), août 1987. CSTB.
- [40] Bases de calcul des constructions – Charges d'exploitation des bâtiments. NF P06-001, AFNOR, juin 1986.
- [41] Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (Règles NV 65 révisées), 15 × 24, 392 p., 1994, Eyrolles (contient aussi les Règles N 84 [39bis]).
- [42] Règles parasismiques 1969, révisées 1982 dites Règles PS 69/82 et annexes (janv. 1984), 15,5 × 24, 272 p., 1995, Eyrolles.
- [42bis] Règles PS applicables aux bâtiments (Règles PS 92), 17 × 24, 288 p., 1996, Eyrolles.

## Solicitations normales

## État-limite ultime de résistance

- [43] RÜSCH (H.), GRASSER (E.) et RAO (P.S.). – Principes de calcul du béton armé sous des états de contraintes monoaxiaux. Bull. Information CEB n° 36, juin 1962.
- [44] Manuel de calcul CEB-FIP Bending and Compression. 111 p., 21,5 × 30,5, nombreux abaques, 1982, Construction Press.
- [45] GRASSER (E.). – Bemessung der Stahlbetonbauteile, Beton-Kalender. 1975, Verlag W. Ernst und Sohn.
- [46] JALIL (W.A.), MORISSET (A.) et PERCHAT (J.). – Calcul du béton armé à l'état-limite ultime. Abaques en flexion simple et composée conformes aux Règles BAEL 412 p., 16 × 25, 305 fig., 22 tabl., 1976, Eyrolles (épuisé).
- [47] JALIL (W.A.) et PERCHAT (J.). – Calcul pratique du béton armé à l'état-limite ultime (BAEL). Ann. ITBTP, janv. 1977.

Voir également [147] [148] [149] et [167] [168].

## État-limite ultime de stabilité de forme

- Voir également références [73] [74] [75] [76] [77] [78] [79] [80].
- [48] Manuel de calcul CEB-FIP Flambement-instabilité. Bull. Information CEB n° 103, juil. 1975.
- [49] MORISSET (A.). – Stabilité des piles et des pylônes. Ann. ITBTP, janv. 1976.

## États-limites de service

- [50] Manuel de calcul CEB-FIP Fissuration et déformation. Bull. Information CEB n° 143, déc. 1981 (en anglais).
- [51] JACCOUD (J.P.) et FAVRE (R.). – Flèche des structures en béton armé. Vérification expérimentale d'une méthode de calcul. Ann. ITBTP, juil.-août 1982.
- Voir également [164].

## Solicitations tangentes

## Effort tranchant

- [52] Manuel de calcul CEB-FIP Effort tranchant-Torsion. Bull. Information CEB n° 92, juin 1973.
- Voir également [165] [166].

## Torsion

- Voir également [52].
- [53] ROBINSON (J.R.). – Éléments constructifs spéciaux du béton armé. (Poutres soumises à la torsion, poutres-cloisons, consoles courtes, semelles de fondations, articulations). 1975, Eyrolles
- [54] FAUCHART (J.). – Rupture des poutres de section rectangulaire en béton armé ou précontraint, par torsion et flexion circulaire combinées. Ann. ITBTP, janv. 1973.

## Solicitations d'adhérence

- [55] ROBINSON (J.R.), ZSUTTY (T.C.), GUIORGADZÉ (G.), LIMA (L.J.), HOANG LONG HUNG et VILLATOUX (J.P.). – La couture des jonctions par adhérence. Ann. ITBTP, juin 1974.

- [56] Bond action and bond behaviour of reinforcement. Bull. Information CEB n° 151, déc. 1981.
- [57] FAUCHART (J.) et HOANG LONG HUNG. – Ancrage des treillis soudés formés de fils bruts de tréfilage de forme cylindrique. Ann. ITBTP, avr. 1973.

## Dispositions constructives

- [58] Manuel : Technology of reinforcement. Bull. Information CEB n° 140.

Voir également références [167] [168].

## Ossatures des bâtiments

## Ouvrages généraux

- [59] COIN (A.). – Ossatures des bâtiments. (Bases de la conception. Différentes catégories d'ouvrages élémentaires. Annexes sur l'isolation et la sécurité). 256 p., 15,4 × 24,3, nombreux abaques, tabl., fig., 4<sup>e</sup> éd., 1981, Eyrolles (épuisé).
- [60] FUENTES (A.). – Béton armé. Calcul des ossatures (Torsion - Flambement - Oscillations - Déformations plastiques), 15,5 × 24, 232 p., 1987, Eyrolles.
- [61] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome IV : Ossatures d'immeubles et d'usines. Planchers. Escaliers. Encorbellements. Ouvrages divers du bâtiment. 1973, Dunod.
- [62] FUENTES (A.). – Comportement post-élastique des structures en béton armé, 15,5 × 24, 136 p., 1988, Eyrolles.

Voir également [158].

## Dalles

- [63] LHEUREUX (P.). – Calcul des plaques rectangulaires minces au moyen des abaques de M. l'Inspecteur Général Pigeaud. 1957, Gauthier-Villars.
- [64] PÜCHER (A.). – Einflussfelder elastischer Platten. 1973, Springer Verlag.
- [65] LEBELLE (P.). – Calcul à rupture des hourdis et plaques en béton armé. Ann. ITBTP, janv. 1955.
- [66] ALBIGÈS (M.) et FREDERIKSEN (M.). – Calcul à la rupture des dalles par la théorie de Johansen. Ann. ITBTP, janv. 1960.
- [67] BERNAERT (S.), HAAS (A.M.) et STEINMANN (G.A.). – Calcul des dalles et structures planes aux états-limites. Ann. ITBTP, mai 1969.
- [68] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. – Annexes aux recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Tome III. Annexe 5 : Dalles et structures planes. 1972, Eyrolles.

## Poutres de planchers

- [69] REIMBERT (M. et A.). – Calcul rapide des poutres continues par la méthode de M. Caquot. Applications pratiques. Calculs d'avant-projets. Formulaire. 1960, Eyrolles.

Voir également [150].

## Parois fléchies. Consoles courtes

- Voir également [53].
- [70] LEONHARDT (F.) et ALBIGÈS (M.). – Poutres-cloisons et recommandations internationales du CEB pour le calcul des poutres-cloisons. Ann. ITBTP, janv. 1970.
- [71] Recommandations provisoires du Bureau Securitatis concernant les parois fléchies, les consoles courtes, le pourcentage minimal des armatures longitudinales dans les éléments de béton armé extérieurs aux bâtiments. Ann. ITBTP, mai 1974.

## Planchers-champignons et planchers-dalles

- [72] DAVIDOVICI (V.) et JALIL (W.A.). – Planchers-dalles. Étude comparative des diverses méthodes de calcul. Ann. ITBTP, déc. 1969.

## Poteaux

- [73] ROBINSON (J.R.) et MODJABI (S.S.). – La prévision des charges de flambement des poteaux en béton armé par la méthode de M. P. Faessel. Ann. ITBTP, sept. 1968.

- [74] FAESSEL (P.), MORISSET (A.) et FOURÉ (B.). – Le flambement des poteaux en béton armé. Ann. ITBTP, mai 1973.

- [75] FAESSEL (P.), ROBINSON (J.R.) et MORISSET (A.). – Tables d'états-limites ultimes des poteaux en béton armé. 1971, Eyrolles (épuisé).

- [76] CAPRA (A.). – Flambement des poteaux en béton armé soumis à des forces horizontales. Abaques de calcul. Ann. ITBTP, janv. 1975.

- [77] ROBINSON (J.R.), FOURÉ (B.) et SAHEBDJEM (A.). – Flambement des poteaux carrés en béton chargés hors d'un plan de symétrie. Ann. ITBTP, avr. 1975.

- [78] ROBINSON (J.R.), FOURÉ (B.) et BOURGHLI (A.V.). – Le flambement des poteaux en béton armé chargés avec des excentricités différentes à leurs extrémités. Ann. ITBTP, nov. 1975.

- [79] COIN (A.). – États-limites ultimes de poteaux liés. Ann. ITBTP, oct. 1975.

- [80] HINDIÉ (N.). – Méthode pratique de calcul pour ordinateur de poche HP67 des états-limites ultimes au flambement des poteaux rectangulaires en béton armé d'après la méthode de Faessel. Ann. ITBTP, oct. 1977. (Le programme demanderait à être adapté aux outils modernes).

## Murs et contreventements

- [81] DTU 23-1. – Parois et murs en béton banché, fév. 1990. CSTB.
- [82] ALBIGÈS (M.) et GOULET (J.). – Contreventement des bâtiments. Ann. ITBTP, mai 1960.
- [83] DECAUCHY (A.). – Contreventement des bâtiments. Ann. ITBTP, janv. 1964.
- [84] GRINDA (L.). – Calcul des voiles de contreventement des bâtiments à étages. Ann. ITBTP, juil.-août 1967.
- [85] COIN (A.), DECAUCHY (A.) et COLLIGNON (J.P.). – Murs de contreventement à ouvertures multiples. Ann. ITBTP, févr. 1971.
- [86] DESPEYROUX (J.) et GUILLOT (V.). – Problèmes de contreventement. Ann. ITBTP, févr. 1972.
- [87] COIN (A.). – États-limites ultimes des murs porteurs. Ann. ITBTP, janv. 1975.
- [88] BONVALET (C.), GIRARD (J.), ILANTZIS (A.) et WIANECKI (J.). – Influence des remplissages dans les bâtiments à ossature soumis aux efforts horizontaux dus au vent et aux séismes. Ann. ITBTP, déc. 1970.

## Fondations

Voir également [53].

- [89] DTU 13-12. Règles pour le calcul des fondations superficielles, mars 1988 (et erratum, nov. 1988) [AFNOR, DTU P11-711]. CSTB.
- [90] DTU 13-2. Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, 1991, CSTB.
- [91] Pieux en béton armé moulés d'avance. Ann. ITBTP, juin 1961.
- [92] LEBELLE (P.). – Semelles de béton armé. 1936, Mémoires Assoc. Intern. Ponts Charpentiers.
- [93] GUERRIN (A.). – Traité de béton armé. Tome III : Les fondations. 1974, Dunod.
- [94] BLÉVOT (J.) et FRÉMY (R.). – Semelles sur pieux. Méthodes de calcul. Compte rendu d'essais. Dispositions constructives. Ann. ITBTP, févr. 1967.
- [95] JALIL (W.A.). – Fondations annulaires et circulaires d'ouvrages de révolution. Ann. ITBTP, juin 1969.

## Cuvelages

- [96] DTU 14-1. Travaux de cuvelage, oct. 1987 et juin 1988, CSTB.

## Constructions particulières

## Charpentes et couvertures

- [97] HAHN (J.). – Voiles minces réglés. Voiles cylindriques, coniques, conoïdes et conoï-

daux. *Méthode de calcul simplifiée*. 1966, Eyrolles.

- [98] DIVER (M.) et FARGETTE (F.). – *Étude des voiles plissées*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1968.
- [99] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome V : *Toitures, voûtes, coupoles*. 1970, Dunod.
- [100] PADUART (A.). – *Les voiles minces en béton armé*. 1969, Eyrolles.
- [101] COIN (A.) et JOURNET (H.). – *Cours de voiles minces*. 1971, Eyrolles.

## Réservoirs, cuves, châteaux d'eau et piscines

- [102] *Réservoirs et cuves en béton armé*. Ann. ITBTP, févr. 1960.
- [103] *Recommandations professionnelles* (mai 1990) pour le calcul, la réalisation et l'étanchéité des réservoirs, cuves, bassins, châteaux d'eau enterrés, semi-enterrés, aériens, ouverts ou fermés. Ann. ITBTP, sept. 1990.
- [104] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome VI : *Réservoirs, châteaux d'eau, piscines*. 1972, Dunod.
- [105] *Cahier des Charges applicable à la construction des bassins de piscine à structure en béton*. Ann. ITBTP, mai 1977 (en révision ; voir [179]).

## Silos

- [106] *Règles professionnelles de conception et de calcul des silos en béton armé ou précontraint*. Ann. ITBTP, juil.-août 1986.
- [107] ALBIGES (M.) et LUMBROSO (A.). – *Silos à cellules principales circulaires et intermédiaires en as de carreau*. Ann. ITBTP, déc. 1964.
- [108] LUMBROSO (A.). – *Détermination numérique des sollicitations exercées par la matière ensilée dans les silos*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1970.
- [109] REIMBERT (M. et A.). – *Silos. Traité théorique et pratique*. 1971, Eyrolles.
- [110] LUMBROSO (A.). – *Bases scientifiques du calcul des enceintes renfermant des massifs pulvérulents et du calcul des silos*. Ann. ITBTP, janv. 1977.
- [111] LEBÈGUE (Y.) et BOUDAKIAN (A.). – *Bases des règles « Silos » du SNBATI - Essais sur les produits et principes des formules « Silos »*. Ann. ITBTP, août-sept. 1989.

## Soutènements

- [112] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome VII : *Murs de soutènement et murs de quai*. 1972, Dunod.

## Tours et cheminées

Voir également [121].

- [113] *Règles applicables à la construction des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, avr. 1971.
- [114] *Règles applicables à la construction des tours en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1971.
- [115] DIVER (M.). – *Étude des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1966.
- [116] DIVER (M.). – *Calcul pratique des cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, mai 1969.
- [117] JALIL (W.A.), LEJAY (J.), FERBECK (M.) et GROVALET (Y.). – *Problèmes spécifiques concernant le calcul des tours et cheminées en béton armé*. Ann. ITBTP, juin 1973.

## Immeubles de grande hauteur

- Voir également [81] [82] [83] [84] [85] [86] [87] [88] et [127].
- [118] DAVIDOVICI (V.). – *Effets des variations linéaires dans les bâtiments de grande hauteur*. Ann. ITBTP, sept. 1967.
- [119] LAREDO (M.). – *Théorie générale du comportement des grandes structures spatiales*.

*Application par les gros ordinateurs*. Ann. ITBTP, févr. 1969.

- [120] DIVER (M.). – *Calcul pratique des tours en béton armé. Action du vent, bâtiments-tours, tours de section annulaire*. 1972, Dunod.
- [121] CMI. – *Congrès international sur la conception et l'étude des immeubles de grande hauteur*. Université de Lehigh (USA), 21-26 août 1972. (Traduit de l'anglais) (27 fascicules) 1972, Eyrolles.

## Ponts

Voir également [63] [64] [65] [66] [67] [68].

- [122] THÉNOZ (M.). – *Calcul des dalles (hourdis des ponts à poutres)*. Bull. Techn. SETRA n° 1, mai 1972.
- [123] ROBINSON (J.R.). – *Piles, culées et cintres de ponts*. 1958, Dunod.

## Autres constructions ou éléments de constructions

- [124] GUERRIN (A.). – *Traité de béton armé*. Tome IX : *Constructions diverses*. 1969, Dunod.
- [125] FAESSEL (P.). – *Le calcul des réfrigérants à tirage naturel*. Ann. ITBTP, avr. 1971.
- [126] DIVER (M.). – *Considérations sur le calcul des réfrigérants atmosphériques*. Ann. ITBTP, sept. 1977.

## Résistance au feu

- [127] *Sécurité contre l'incendie* (Réglementation) Texte n° 1011. 1974. Direction des Journaux Officiels.
- [128] *Règles FB (DTU 92-701) Méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton*, oct. 1987, CSTB.
- [129] COIN (A.). – *Rotules plastiques des dalles soumises au feu*. Ann. ITBTP, mars 1978.
- [130] COIN (A.). – *Calcul élastique d'une poutre en béton dans un champ de température*. Ann. ITBTP, juil.-août 1974.

## Préfabrication

- [131] DTU 21.3 *Dalles et volées d'escalier préfabriquées, en béton armé, simplement posées sur appuis sensiblement horizontaux*, CSTB, oct. 1970.
- [132] CEB. – *Recommandations internationales pour les structures en panneaux*. 1969, Eyrolles.

## Exécution des ouvrages

- [133] *Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65 du CCTG. Fascicule spécial n° 85-30 bis du BOMUL T et E.
- [134] *Recommandations pour la réalisation des étalements*. Ann. ITBTP, avr. 1974.
- [135] *Coffrages glissants*. Ann. ITBTP, juil.-août 1976.
- [136] DINESCO (T.). – *Les coffrages glissants*. Technique et utilisation. 1968, Eyrolles (épuisé).

Voir également [191] [192].

## Pathologie

- [137] CHARON (P.). – *Comment éviter les erreurs dans les études de béton armé*. 1973, Eyrolles (épuisé).
- [138] BLÉVOT (J.). – *Pathologie des constructions en béton armé*. Ann. ITBTP, sept. 1974.
- [139] BLÉVOT (J.). – *Enseignements tirés de la pathologie des constructions en béton armé*. 1975, Eyrolles (épuisé).

## Estimation des ouvrages

- [140] SNBATI. – *Nomenclature codifiée des ouvrages ou tâches élémentaires et temps moyens*. 172 p., 21 × 27.

- [141] MAUVERNAY (J.). – *La détermination des poids d'acier dans le béton armé. Méthode rapide et précise d'avant-métré*. 1973, Eyrolles.

## Béton léger

- [142] *Recommandations provisoires pour l'utilisation des bétons de granulats légers*. Ann. ITBTP, mars 1976.
- [143] *Recommandations provisoires pour l'emploi du béton léger dans les ouvrages dépendant de la Direction des Routes et de la Circulation routière au ministère de l'Équipement*. SETRA-LCPC, déc. 1976.
- [144] BRACHET (M.), ADAM (M.), PERCHAT (J.) et VIRLOGEUX (M.). – *Bilan et perspective d'emploi des bétons légers de structure*. Ann. ITBTP, déc. 1976.
- [145] LEWICKI (B.). – *Dalles de planchers et de toitures en béton léger armé ou précontraint*. (Traduit du polonais), 1968, Eyrolles.

Voir également [186] et [205].

## Liste complémentaire

- [146] *Système international de réglementation technique unifiée des structures*. Vol. I : *Règles unifiées communes aux différents types d'ouvrages et de matériaux* ; Vol. II : *Code Modèle CEB-FIP pour les structures en béton*. Bull. Information CEB n° 124/125-F, avr. 1978.
- [147] THONIER (H.). – *Détermination des quantités d'acier pour dalles, poutres, poteaux, semelles et escaliers en béton armé*. Ann. ITBTP, oct. 1985.
- [148] THONIER (H.). – *Portée de calcul des éléments fléchis en béton armé*, Ann. ITBTP, juin 1987.
- [149] THONIER (H.), HACHEMI-SAFI (V.) et RAHIMI-MIAN (M.). – *Béton armé aux états-limites*. Ann. ITBTP, mai 1979.
- [150] THONIER (H.). – *La redistribution des moments d'une poutre continue en béton armé*. Ann. ITBTP, févr. 1982.
- [151] DOUBRÈRE (J.C.). – *Cours pratique de béton armé* (Règles BAEL 83). 15,5 × 24, 168 p., 1988, Eyrolles.
- [152] BOUCHART (J.M.), CIBOIS (G.) et de HARO (G.). – *Initiation au béton armé* (Règles BAEL 83). Eyrolles.
- [153] ALBIGES (M.) et MINGASSON (M.). – *Théorie et pratique du béton armé aux états-limites*. 15,4 × 24,3, 344 p., 1981, Eyrolles (épuisé).
- [154] CHARON (P.). – *Calcul des ouvrages en béton armé suivant les Règles BAEL 83. Théorie et applications*. 15,4 × 24,3, 484 p., 1986, Eyrolles.
- [155] CHARON (P.). – *Exercices de béton armé avec leurs solutions selon les Règles BAEL 83*. 16 × 25, 304 p., 1985, Eyrolles.
- [156] FUENTES (A.). – *Le béton armé après fissuration* (État de service, état-limite ultime, ductilité. Mécanismes de rupture des structures hyperstatiques). 15,5 × 24, 136 p., 1987, Eyrolles.
- [157] FUENTES (A.), LACROIX (R.) et THONIER (H.). – *Traité de béton armé*. 16 × 25,4, 632 p., 1982, Eyrolles (additif Règles BAEL 83).
- [158] FUENTES (A.). – *Béton armé. Calcul des ossatures*. 1978, Eyrolles (épuisé).
- [159] PERCHAT (J.). – *Mémentos Eyrolles : Calcul du béton armé selon les Règles BAEL : BAEL 1. 20 p., 10 × 21, pliage accordéon, 1981, (épuisé) ; BAEL 2. 20 p., 10 × 21, pliage accordéon, 1981.*
- [160] ARTOPOEUS (J.), FOURÉ (B.), HUEBER (J.) et PERCHAT (J.). – *Manuel d'application des Règles BAEL*. 196 p., 15 × 23, 153 fig., 19 tabl.,

- 12 abaques, 1981, Syndicat Nat. Béton Armé et Techn. Industrialisées.
- [161] CAPRA (A.) et HAUTCEUR (M.). – *Calcul en flexion simple ou composée à l'état-limite ultime des sections rectangulaires en béton armé. Abaques d'optimisation*. Ann. ITBTP, sept. 1979.
- [162] ARIBERT (J.M.) et WATTECAMPS (C.). – *Méthode pratique commune de calcul élastique et aux états-limites ultimes des sections de béton armé en flexion simple, composée et déviée*. Ann. ITBTP, juil.-août 1979.
- [163] BLÉVOT (J.). – *Les annexes F des Règles BAEI 80*. Ann. ITBTP, mars 1981.
- [164] FAVRE (R.), KOPRINA (M.) et RADOJICIC (A.). – *Effets différés. Fissuration et déformations des structures en béton*. 191 p., 16,1 x 24, nombreux fig. et abaques, 1980, Georgi Éd.
- [165] *Shear and torsion*. Bull. Information CEB n° 126, juin 1978.
- [166] *Shear, torsion and punching*. Bull. Information CEB n° 146, janv. 1982.
- [167] *Industrialization of reinforcement*. Bull. Information CEB n° 152.
- [168] *Detailing of concrete structures*. Bull. Information CEB n° 150.
- [169] MOUGIN (J.P.). – *Abaques pour le calcul des dalles rectangulaires articulées sur leur contour*. Ann. ITBTP, juil.-août 1985.
- [170] MOUGIN (J.P.). – *Abaques pour la détermination rapide des sections d'armatures dans les sections rectangulaires soumises à la flexion simple*. Ann. ITBTP, nov. 1985.
- [171] MOUGIN (J.P.). – *Béton Armé (BAEI 91 et DTU associés)* 17 x 24, 296 p., 1995, Eyrolles.
- [172] MOUGIN (J.P.). – *Cours de béton armé BAEI 91. Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments*. 17 x 24, 288 p., 1992, Eyrolles.
- [173] MOUGIN (J.P.) et PERROTIN (P.). – *Formules simples pour le prédimensionnement des sections de poutres en béton armé compte tenu du règlement BAEI 91*. Ann. ITBTP, nov. 1994.
- [174] NICOT (R.) et RIAUX (H.). – *Abaques et détermination de la longueur des armatures placées « en chapeau » sur les appuis des poutres et des dalles en béton armé*. Ann. ITBTP, janv. 1989.
- [175] BOUTIN (J.P.). – *Pratique du calcul de la résistance au feu des structures*. 14,5 x 21,5, 128 p., 1983, Eyrolles.
- [176] CPT Planchers. – Titre II : *Dalles pleines confectionnées à partir de prédalles préfabriquées et de béton coulé en œuvre*. CSTB.

- [177] *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil*, fascicule 62, titre V du CCTG, N° 93-3, TO du BOMELT.
- [178] *Travaux de dallage. Règles professionnelles*. Ann. ITBTP, mars-avr. 1990.
- [179] *Construction des châteaux d'eau en béton armé, en béton précontraint ou en maçonnerie, et des ouvrages annexes*. CCTG, fascicule 74, n° spécial 83-14 sexes du BOUL T et E.
- [180] *Cahier des charges applicable à la construction des cuves à vin en béton armé*. Ann. ITBTP, oct. 1980 (en révision ; voir [179] chapitre D).
- [181] *Ouvrages de soutènement*. Mur 73. Dossier pilote. 21 x 29,7, 285 p., 1988, SETRA, Bagneux.
- [182] *Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements*. 15 x 21, 89 p., sept. 1981, SEDIMA.
- [183] *Règles de calcul des soutènements (projet de norme, établi par le BNTEC, 1992, non publié)*.
- [184] LOGEAIS (L.). – *Pathologie des murs de soutènement*, Éditions du Moniteur, 1982.
- [185] *Règles professionnelles applicables à la construction des réfrigérants atmosphériques en béton armé* (SNBATI, 1986 ; non publiées).
- [186] *Constructions en béton léger*. AITEC Rome, 1974, CEMBUREAU.
- [187] *CEB-FIP Model Code 1990. Design code*. 21 x 29,7, 437 p., 1993, Thomas Telford Ltd.
- [188] ADETS. – *Le treillis soudé. Calcul et utilisation conformément aux Règles BAEI 91*. 21 x 29,7, 405 p., GIE TS Promotion 1992.
- [189] *Exécution des ouvrages de Génie Civil en béton armé ou précontraint*. Fascicule 65A du CCTG, n°s spéciaux 92-8 et 93-2, TO du BOMELT.
- [190] DTU 21. – *Exécution des travaux en béton (norme NF P18-201) et additif n° 1 relatif aux marches préfabriquées indépendantes en béton armé, pour escaliers*, CSTB, mai 1993.
- [191] PIERRE (F.). – *Les coffrages pour le béton armé*. 15,4 x 24,3, 196 p., 1980, Eyrolles (épuisé).
- [192] *Manuel de technologie « Coffrage »*. Publication 85, CIB (Conseil International du Bâtiment), 1985.
- [193] LORRAIN (M.) et HIMINIZ (A.). – *Incidence de défauts d'exécution sur la résistance et la stabilité d'éléments de structures en béton armé*. Ann. ITBTP, fév. 1982.
- [194] *Renforcement et réparation des structures*. Ann. ITBTP, janv.-fév. 1983.
- [195] *Techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton* (AFPC-SNBATI-

- STRRES) : 7 fascicules 15 x 21 : 1. *Guide Général* ; 2. *Reprise du béton dégradé* ; 3. *Béton projeté* ; 4. *Traitement des fissures et protection du béton* ; 5. *Précontrainte additionnelle* ; 6. *Armatures passives additionnelles* ; 7. *Réparations et renforcements en fondation*, SEDIMA, 1985.
- [196] POINEAU (D.), THEILLOUT (J.) et CUSIN (F.). – *Réparation et renforcement des structures de bâtiment et d'ouvrages d'art. Application des techniques de tôles collées et de précontrainte additionnelle*, Ann. ITBTP, fév. 1992.
- [197] KAVYRCHINE (M.). – *Quelques aspects du comportement du béton de structure lié à l'influence des zones tendues ou fissurées*. Ann. ITBTP, mai 1980.
- [198] CHARIF (H.) et JACCOUD (J.P.). – *Calcul des déformations des structures en béton et étude de leur réduction grâce à l'utilisation des BHP*. Ann. ITBTP, fév. 1993.
- [199] PERCHAT (J.). – *Règlements étrangers de béton armé. Étude comparative des Codes CEB - BSI - DIN - ACI*. 1982, Eyrolles (épuisé).
- [200] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Pratique du BAEI 91*. 17 x 24, 416 p., 1998, Eyrolles.
- [201] PERCHAT (J.) et ROUX (J.). – *Maîtrise du BAEI 91 et des DTU associés*. 17 x 24, 408 p., 1998, Eyrolles.
- [202] SOCOTEC. – *Logiciels de calculs de béton armé (disquette plus manuel d'utilisation) : section rectangulaire ou en T, flèche*. 14,5 x 20, 88 p., 1987, Eyrolles.
- [203] *Présentation et discussion du projet d'Eurocode 2 : Constructions en béton*. Ann. ITBTP, déc. 1990 et janv. 1991.
- [204] LEVI (F.), MARRO (P.) et THONIER (H.). – *La vérification des contraintes tangentielles suivant l'Eurocode 2*, Ann. ITBTP, nov. 1992 (comparaisons) et mars-avr. 1994 (compléments).
- [205] *Bétons de granulats légers. Manuel CEB-FIP*. Ann. ITBTP, janv., mai et déc. 1980.
- [206] *CEB-FIP Model Code 90. Selected justification notes*. 21 x 29,7, 248 p., Bulletin d'information n° 217 du Comité Euro-international du Béton, 1993.
- [207] LUMBROSO (A.). – *Étude d'ensemble des enceintes de stockage renfermant des masses pulvérulentes et calcul des halles et magasins de stockage*, Ann. ITBTP, déc. 1989.
- [208] TRINH (J.). – *Résistances du béton aux forces concentrées. Première partie : cas du béton non armé*, Ann. ITBTP, nov. 1985.
- [209] TOFANI (R.). – *Calcul et contrôle des prix dans les entreprises de bâtiment et de travaux publics*, Éd. du Moniteur, 1980.

## Organismes

### France

Association française pour la certification des armatures.  
Association française pour la construction AFC.  
Association française de normalisation AFNOR.  
Association technique pour le développement de l'emploi du treillis soudé ADETS.  
Bureau Veritas.  
Centre expérimental de recherches et d'études du bâtiment et des travaux publics CEBTP.  
Centre scientifique et technique du bâtiment CSTB.  
Institut technique du bâtiment (ex. ITBTP).  
Laboratoire central des ponts et chaussées LCPC.  
Service d'études techniques des routes et autoroutes SETRA.  
Syndicat national du béton armé et des techniques industrialisées SNBATI.  
Société de contrôle technique SOCOTEC.

### Allemagne (République Fédérale d')

Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e.V.  
Deutscher Betonverein e.V. DBV.

Deutsches Institut für Normung e.V. DIN.  
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau.

### Belgique

Fédération de l'industrie cimentière FIC.  
Fédération nationale belge du bâtiment et des travaux publics FNBTP.  
Institut belge de normalisation/Belgisch instituut voor normalisatie IBN/BIN.

### États-Unis

American Concrete Institute ACI.  
Prestressed Concrete Institute PCI.

### Grande-Bretagne

British Standards Institution BSI.  
Cement and Concrete Association CCA.

### Organismes internationaux

Association internationale des ponts et charpentes AIPC.  
Fédération internationale du béton FIB (fusion du Comité euro-international du béton, CEB, et de la Fédération internationale de la précontrainte, FIP).