

Béton armé. Règles BAEL

Dispositions constructives Dispositions particulières

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

1. Dispositions constructives.....	C 2 310 - 2
1.1 Protection des armatures.....	— 2
1.2 Possibilités de bétonnage correct	— 2
1.2.1 Armatures de plaques ou de coques	— 3
1.2.2 Barres en paquets.....	— 3
1.2.3 Enrobage	— 3
1.2.4 Distances entre armatures voisines	— 3
1.2.5 Maillage des armatures.....	— 3
1.2.6 Entassement d'armatures	— 3
1.2.7 Béton vibré par aiguilles	— 3
1.2.8 Pièces de grandes dimensions	— 3
1.3 Reprises de bétonnage.....	— 3
1.4 Poussées au vide	— 4
1.4.1 Armatures donnant des poussées au vide	— 4
1.4.2 Ancrage par courbure.....	— 4
2. Dispositions particulières.....	— 4
2.1 Éléments comprimés.....	— 4
2.1.1 Armatures longitudinales.....	— 4
2.1.2 Armatures transversales	— 5
2.2 Éléments fléchis.....	— 5
2.2.1 Armatures tendues	— 5
2.2.2 Armatures comprimées.....	— 5
2.2.3 Armatures transversales	— 5
2.3 Dalles sur appuis continus.....	— 6
2.3.1 Domaine d'application	— 6
2.3.2 Procédés de calcul approchés	— 6
2.3.3 Dispositions constructives	— 7
2.4 Pressions localisées.....	— 8
2.4.1 Limitation de l'effort de compression	— 9
2.4.2 Armatures de diffusion.....	— 9
2.5 Frettage.....	— 11
2.5.1 Coefficient de frettage	— 11
2.5.2 Formes et dispositions des frettes	— 12
2.6 Articulations en béton	— 12
2.6.1 Articulations linéaires.....	— 12
2.6.2 Articulations ponctuelles.....	— 13
Pour en savoir plus.....	Doc. C 2 320

Comme les règlements antérieurs, les Règles BAEL fixent certaines dispositions constructives d'ordre général (§ 1) ou particulières à certains éléments (§ 2). Les prescriptions qui s'y rapportent définissent, en partie tout au moins, ce que l'on désigne souvent sous le vocable d'ailleurs assez vague de **règles de l'art** ; elles fixent en général des dispositions souvent de caractère

forfaitaire, qui résultent de l'expérience des constructeurs, par opposition aux règles de calcul, d'un caractère tout différent, qui font l'objet des articles précédents.

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. Dispositions constructives

1.1 Protection des armatures

Indépendamment des valeurs minimales fixées au paragraphe 1.2.3, l'**enrobage** de toute armature (qu'il s'agisse d'une armature longitudinale, d'une armature transversale ou même d'une armature secondaire non calculée), défini comme la distance de l'axe de cette armature au parement le plus voisin, diminuée du rayon nominal de celle-ci, est au moins égal à :

— 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (cas de certaines constructions industrielles) ;

— 3 cm pour les parois, coffrées ou non, soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou exposées aux intempéries ou à des condensations ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (voir remarques ci-après) ;

— 1 cm pour les parois situées dans des locaux couverts et clos, et non exposées aux condensations (par exemple, planchers intérieurs de logements ou bureaux).

La valeur de 5 cm peut être réduite à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton sont convenablement protégés par un procédé à l'efficacité démontrée. La valeur de 3 cm peut être réduite à 2 cm lorsque la résistance caractéristique du béton à la compression est au moins égale à 40 MPa.

Remarques :

— a) les enrobages des armatures doivent tenir compte des *enlèvements* éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton (bouchardage, lavage ou brossage précoce) ; les valeurs précédentes n'admettent donc aucune tolérance en moins ;

— b) dans le cas général, et en particulier dans celui des ouvrages à la mer, ou exposés aux embruns, aux brouillards salins, ou à des atmosphères très agressives, il ne convient pas d'augmenter inconsiderablement les enrobages très au-delà des valeurs minimales fixées précédemment, car on risque alors une *accentuation de la fissuration* ;

— c) le respect des enrobages prescrits précédemment ne suffit pas à assurer une protection efficace des armatures ; de manière générale, l'enrobage minimal doit être fixé compte tenu de la dimension maximale des granulats et de la maniabilité du béton et il est essentiel de mettre en œuvre un béton de bonne compacité.

1.2 Possibilités de bétonnage correct

Les prescriptions qui suivent s'ajoutent à celles du paragraphe 1.1 concernant la protection des armatures ; leur respect s'impose pour assurer un bon enrobage des barres et, en conséquence, une adhérence convenable.

De ce point de vue, il y a toujours intérêt à utiliser des barres de diamètre aussi réduit que possible.

1.2.1 Armatures de plaques ou de coques

Le diamètre des barres employées comme **armatures de plaques ou de coques** doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

1.2.2 Barres en paquets

Les barres peuvent être groupées en **paquets**, à condition de les disposer de façon compacte et d'opposer le minimum de gêne à la mise en place du béton. Dans tous les cas, la hauteur du paquet doit être au plus égale au double de sa largeur, d'où les dispositions de la figure 1 pour les paquets de deux et trois barres.

Les paquets de plus de trois barres ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement (armatures de tirants, par exemple).

1.2.3 Enrobage

L'**enrobage** de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre, si elle est isolée ;
- la largeur du paquet dont elle fait partie, dans le cas contraire.

1.2.4 Distances entre armatures voisines

Entre deux armatures voisines, la **distance libre** (évaluée à partir des sections nominales) est au moins égale, dans toutes les directions, à :

- leur diamètre, si elles sont isolées ;
- la largeur des paquets dont elles font partie, dans le cas contraire.

En outre, cette même distance libre doit être au moins égale à c_g dans la direction verticale et à $1,5 c_g$ dans la direction horizontale, c_g désignant la grosseur du plus gros granulat utilisé.

Les dispositions concernant l'enrobage (§ 1.2.3) et les distances entre armatures voisines (§ 1.2.4) sont schématiquement représentées sur la figure 2, dans le cas le plus général de paquets de largeur a et de hauteur $b \leq 2a$.

1.2.5 Maillage des armatures

Les **mailles** des grilles formées par les armatures doivent être assez larges pour ne pas affecter l'homogénéité du béton frais lors de sa mise en place.

Dans le cas de poutres, les dispositions indiquées au paragraphe 1.2.4 sont valables pour l'espacement des armatures longitudinales, tant que l'espacement des cours successifs des armatures transversales est au moins égal à deux fois la distance libre entre armatures longitudinales. Quand il n'en est pas ainsi, il convient de vérifier que le quotient r_g de l'aire par le périmètre du vide intérieur d'une maille de grille (rayon moyen de la maille) satisfait aux inégalités suivantes :

- $r_g \geq c_g/1,4$ si les plus gros éléments du granulat sont roulés ;
- $r_g \geq c_g/1,2$ si les plus gros éléments du granulat sont concassés.

1.2.6 Entassement d'armatures

On doit éviter les **entassements excessifs d'armatures** ; ceux-ci peuvent notamment se rencontrer dans les zones de croisement ou de jonction des éléments de la structure.

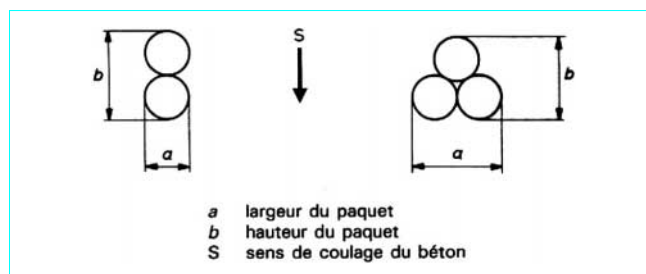


Figure 1 – Dispositions des paquets de 2 ou 3 barres

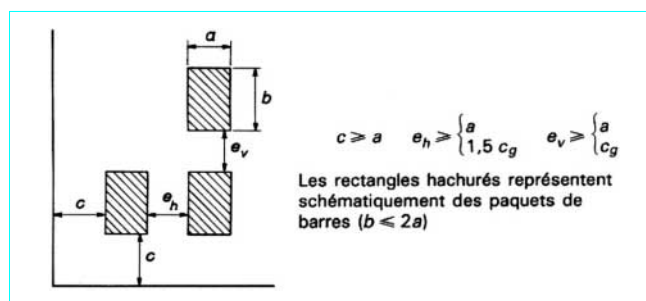


Figure 2 – Enrobages et distances minimales entre barres ou paquets de barres

S'il n'est pas possible d'éviter de tels entassements, il y a lieu de mettre en œuvre un **béton spécial** (granulat moins gros, éventuellement dosage plus important) ; mention doit en être portée sur les plans.

Le rayon moyen r_m du moule ou coffrage (quotient du volume du moule par la surface des parois et des armatures) doit être au moins égal à c_g .

1.2.7 Béton vibré par aiguilles

Quand le béton doit être **vibré par aiguilles**, il convient de ménager des intervalles de dimensions suffisantes pour permettre le passage des aiguilles, à des distances telles que l'efficacité de la vibration s'étende à la totalité du béton (rubrique *Béton hydraulique* dans le présent traité).

1.2.8 Pièces de grandes dimensions

Dans certaines **pièces de très grandes dimensions**, c'est-à-dire dont les moules ont des dimensions telles que les ouvriers peuvent y pénétrer et y travailler, il convient d'adopter des dispositions d'armatures permettant à ceux-ci d'accéder à l'intérieur et d'atteindre tous les points où le béton doit être mis en place.

1.3 Reprises de bétonnage

L'emplacement et la configuration de toute surface de reprise, correspondant à un arrêt de bétonnage, doivent être indiqués sur les plans d'exécution, ainsi que la disposition des armatures éventuellement nécessaires, déterminées par application de la Règle des coutures [C 2 308].

1.4 Poussées au vide

1.4.1 Armatures donnant des poussées au vide

Il convient d'éviter, dans toute la mesure du possible, les dispositions d'armatures donnant lieu à des *poussées au vide* [C 2 317]. Lorsqu'il n'est pas possible d'éviter de telles dispositions, par exemple lorsque la poussée au vide d'une barre courbe tendue est dirigée vers un parement, cette barre doit être entourée d'armatures disposées normalement à sa ligne moyenne et ancrées dans la masse du béton (figure 3). La même disposition est applicable à la poussée au vide d'une barre courbe comprimée dirigée vers un parement.

Dans les coques trop minces pour que de telles armatures puissent être prévues, on peut accepter la poussée au vide d'armatures courbes, sous réserve que leur rayon de courbure r satisfasse à la condition :

$$\frac{r}{\varnothing} \geq \frac{5}{3} \frac{f_e}{f_{tj}} \left(1 + 0,4 \frac{\varnothing}{c_s} \right)$$

avec \varnothing diamètre nominal des armatures,

c_s distance de leur axe à la paroi, du côté de la poussée au vide.

1.4.2 Ancrage par courbure

Les poussées au vide qui pourraient résulter de la mise en jeu mécanique d'**ancrages par courbure** doivent être équilibrées par des armatures de tracé et de section appropriés.

C'est notamment le cas d'ancrages à simple coude comportant un retour rectiligne parallèle à une paroi et disposé au voisinage immédiat de celle-ci (figure 4).

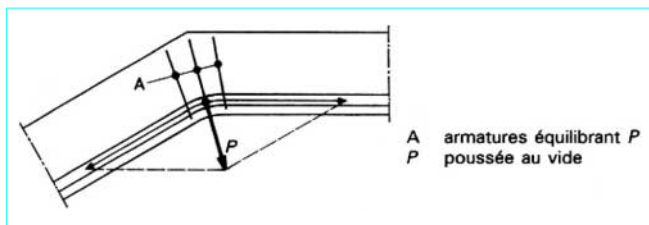


Figure 3 – Armatures équilibrant une poussée au vide

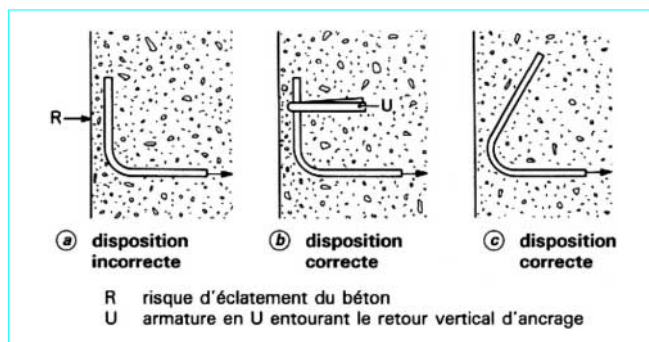


Figure 4 – Ancrage à simple coude

2. Dispositions particulières

2.1 Éléments comprimés

Les dispositions ci-après s'appliquent à tous les éléments comprimés, en particulier aux poteaux soumis à des compressions axiales ou excentrées. Ces éléments doivent comporter des armatures longitudinales et transversales comme indiqué aux paragraphes 2.1.1 et 2.1.2.

2.1.1 Armatures longitudinales

2.1.1.1 Limite d'élasticité

Elles peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses, de barres HA ou de treillis soudé. Mais les Règles BAEI recommandent d'utiliser des aciers de **limite d'élasticité au moins égale à 400 MPa**, ce qui élimine donc en pratique les ronds lisses (classes Fe E 215 et Fe E 235).

2.1.1.2 Section

La **section** de ces armatures est d'au moins 4 cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à la direction des armatures.

Exemple :

— dans un poteau de section rectangulaire 16 × 24 cm², on doit avoir :

$$A_\ell \geq 4 \times \frac{32 + 48}{100} = 3,2 \text{ cm}^2$$

— dans un poteau de section rectangulaire 40 × 60 cm², on doit avoir :

$$A_\ell \geq 4 \times \frac{80 + 120}{100} = 8 \text{ cm}^2$$

Par ailleurs, la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,2 % de la section comprimée, sans pouvoir dépasser 5 % en dehors des zones de recouvrement des barres.

2.1.1.3 Résistance à la flexion

Les armatures longitudinales sont réparties dans la section de façon à assurer au mieux la **résistance à la flexion** de la pièce dans les directions les plus défavorables.

Dans une pièce de section rectangulaire, la distance entre axes de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à la plus petite des deux valeurs :

- la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm ;
- 40 cm.

Dans les pièces de section polygonale, il convient de prévoir au moins une armature dans chaque angle, et dans celles de section circulaire au moins six barres régulièrement réparties sur le contour.

Les ancrages et recouvrements d'armatures longitudinales sont rectilignes [C 2 308] et ont, en principe, une longueur de 0,6 ℓ_s ; cependant si, dans certains cas de charge, des armatures sont susceptibles d'être tendues, la longueur d'ancrage de celles-ci est à déterminer en fonction de la contrainte maximale de traction.

2.1.2 Armatures transversales

2.1.2.1 Ceinture continue

Ces armatures sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours, elles forment une **ceinture continue** parallèle au contour de la pièce, et embrassent toutes les armatures longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 mm, de façon à empêcher tout déplacement éventuel de celles-ci vers la paroi la plus voisine.

Il est donc loisible de ne pas entourer par des armatures transversales les armatures longitudinales de diamètre inférieur à 20 mm et qui ne se trouvent pas dans les angles de la pièce.

Le tracé des armatures constituant la ceinture continue visée au premier alinéa de ce paragraphe ne comporte ni angle rentrant ni recouvrement parallèle à la paroi (figure 5).

2.1.2.2 Diamètre

Le **diamètre** des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Cette règle conduit aux valeurs du tableau 1.

Tableau 1 – Diamètres des armatures (en millimètres)	
Armatures longitudinales \varnothing	Armatures transversales \varnothing minimal
≤ 16	5
20	6
25	8
32	10
40	12

L'**espacement** des cours d'armatures transversales est au plus égal à la plus petite des trois valeurs :

- 15 fois le diamètre des barres longitudinales *prises en compte dans les calculs* (cette condition n'a donc pas à être respectée dans les poteaux armés au pourcentage minimal) ;
- 40 cm ;
- la plus petite dimension de la section transversale de la pièce augmentée de 10 cm.

Dans les zones de recouvrement des armatures longitudinales, on doit avoir au moins trois cours d'armatures transversales sur la hauteur du recouvrement.

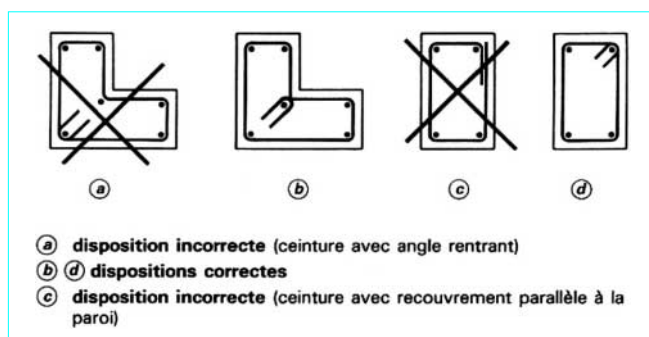


Figure 5 – Tracé des armatures transversales

2.2 Éléments fléchis

2.2.1 Armatures tendues

2.2.1.1 Condition de non-fragilité

Ces armatures doivent satisfaire à la **condition de non-fragilité**. Pour les pièces simplement fléchies cette condition impose :

$$A \geq A_{\min} = \frac{(I/v) f_{t28}}{0,9d f_e}$$

où I/v désigne le module de résistance de la section.

Pour les sections rectangulaires, on arrive ainsi à la formule (25) du paragraphe 4.5.1.2.3.3 de l'article [C 2 306].

Pour les pièces soumises à la flexion composée, il convient de se reporter au paragraphe 4.6.4 de l'article [C 2 306].

2.2.1.2 Armatures de premier lit

En règle générale, les armatures de premier lit (nappe inférieure en travée) sont prolongées sur appuis et y sont ancrées avec leur longueur de scellement ℓ_s s'il s'agit d'ancrages rectilignes, et dans des conditions équivalentes s'il s'agit d'ancrages avec courbure.

2.2.1.3 Longueur des barres

Les longueurs des barres arrêtées avant les appuis doivent satisfaire à la « **règle du décalage** » [C 2 308].

2.2.2 Armatures comprimées

2.2.2.1 Armatures longitudinales comprimées

Il est rappelé que seules les armatures longitudinales comprimées entourées tous les 15 diamètres au plus par des armatures transversales peuvent être prises en compte dans les calculs de résistance.

2.2.2.2 Moment de flexion

La part du moment de flexion équilibré par les armatures comprimées doit être inférieure à 40 % du moment agissant ultime. Dans le cas de flexion composée, cette règle s'applique aux moments rapportés au centre de gravité des armatures tendues [C 2 306].

2.2.3 Armatures transversales

2.2.3.1 Section et espacement

Les sections et espacements de ces armatures doivent notamment vérifier les conditions indiquées en [C 2 308].

2.2.3.2 Diamètre

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $h/35$, avec h hauteur totale de la section de la poutre, à $b_0/10$, avec b_0 épaisseur de l'âme, ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales.

L'application de cette règle (rarement déterminante) conduit à ne mettre :

- des armatures transversales de diamètre 8 mm que si la hauteur de section de la poutre est supérieure à 28 cm et la largeur à 8 cm ;
- des armatures transversales de diamètre 10 mm que si la hauteur de la poutre est supérieure à 35 cm et la largeur à 10 cm.

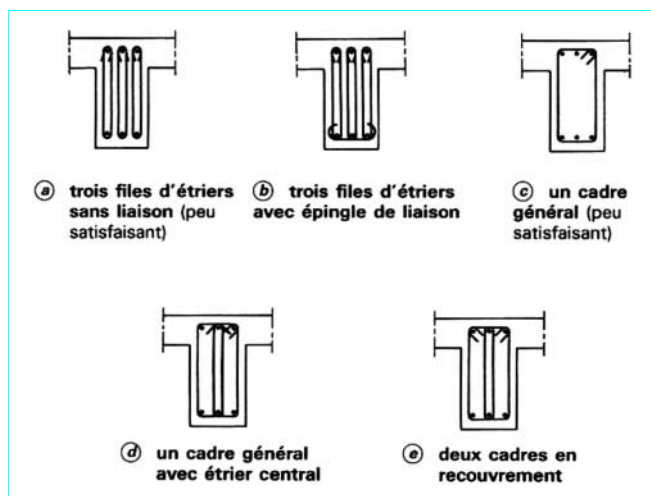


Figure 6 – Armatures transversales

2.2.3.3 Liaisons entre les files d'étriers

Lorsqu'il n'est pas prévu de cadre général ou de systèmes de cadres se recouvrant, il convient de disposer des épingles de liaison entre les files d'étriers.

La figure 6 donne diverses solutions possibles dans le cas de trois files de barres :

- la solution (a) est peu satisfaisante, car elle n'assure pas de liaison transversale entre les différentes files de barres, ni une certaine résistance à la torsion de la poutre ;
- la solution (c) est également à éviter dans des poutres très sollicitées, l'armature de la file centrale pouvant ne pas résister dans de bonnes conditions aux efforts de compression résultant des moments de continuité sur appuis et aux composantes verticales des efforts de compression véhiculés par les bielles de béton ([C 2 308] et figure 5) ;
- les solutions (b), (d) et (e) sont satisfaisantes.

2.3 Dalles sur appuis continus

2.3.1 Domaine d'application

Le paragraphe 2.3 s'applique aux dalles dont les appuis sont constitués :

- soit par des éléments continus en béton armé (nervures, poutres ou murs) auxquels elles sont liées ;
- soit par des murs sur lesquels elles reposent.

Elles peuvent comporter éventuellement des bords libres et des appuis quasi ponctuels, mais les dalles qui reposent essentiellement sur des appuis de cette dernière catégorie entrent dans le domaine des *planchers-dalles* et des *planchers-champignons* dont les méthodes de calcul sont définies à l'annexe E4 des Règles BAEL [C 2 314].

Les dalles ne comportent en principe que des armatures parallèles à leur feuillet moyen. Les dalles solidaires de leurs appuis sont calculées en faisant intervenir la **portée libre**, c'est-à-dire la portée entre parements des éléments porteurs, si ceux-ci sont d'épaisseur constante ; le cas des dalles comportant des goussets peut être traité comme indiqué sur la figure 7 extraite de l'annexe 12B des Règles BPEL 91.

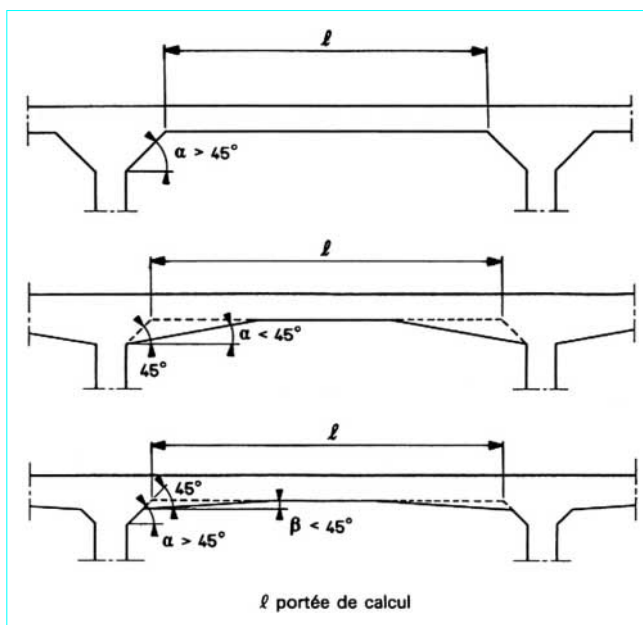


Figure 7 – Dalles avec goussets. Portées à prendre en compte dans les calculs

2.3.2 Procédés de calcul approchés

2.3.2.1 Dalles utilisées comme hourdis de compression

La détermination et la justification des dalles en tant que telles, c'est-à-dire fonctionnant en plaques soumises à des forces agissant perpendiculairement au feuillet moyen, sont normalement conduites en faisant abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression des poutres.

2.3.2.2 Dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés, dont le rapport des portées est inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et soumises uniquement à des charges réparties

Ces dalles peuvent être calculées à la flexion comme des poutres dans le sens de la petite portée ; on doit toutefois tenir compte de ce que, sur les petits côtés, les moments d'encastrement atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands (figure 8).

2.3.2.3 Dalles rectangulaires reposant sur leurs quatre côtés et n'entrant pas dans la catégorie précédente

Il peut donc s'agir :

- de dalles dont le rapport des portées est compris entre 0,4 et 2,5, quelle que soit la nature des charges (réparties ou concentrées) ;
- de dalles supportant des charges concentrées, quel que soit le rapport des portées.

Dans les panneaux portant dans deux directions orthogonales, si l'on désigne par M_0 le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation sur appuis, par M_t le moment maximal considéré en travée, par M_w et M_e les valeurs absolues adoptées pour les moments sur appuis respectivement à gauche et à droite, on doit,

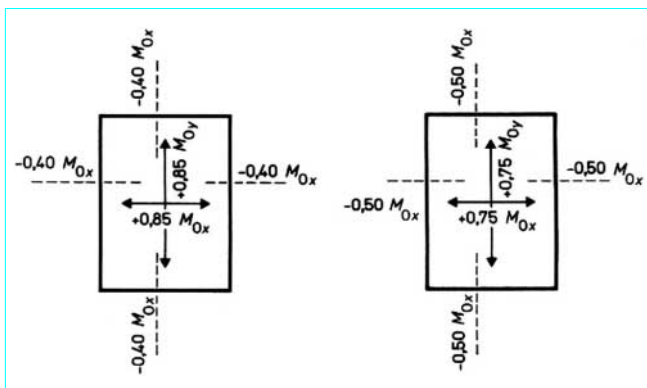


Figure 8 – Répartition des moments en travée et sur appuis dans les panneaux de dalle rectangulaires

dans la direction de la portée principale (en général, petite portée) vérifier l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

Les moments de flexion sont donc calculés à partir de ceux, M_{0x} et M_{0y} , qui se développeraient dans le panneau considéré, supposé articulé sur son contour ($M_{0x} \geq M_{0y}$, M_{0x} s'exerçant dans le sens de la petite portée). Les moments maximaux en travée peuvent être pris égaux à $0,85 M_{0x}$ et $0,85 M_{0y}$, ou $0,75 M_{0x}$ et $0,75 M_{0y}$, selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont alors évalués respectivement à $0,40 M_{0x}$ (correspondant à $0,85 M_{0x}$ en travée) et à $0,50 M_{0x}$ (correspondant à $0,75 M_{0x}$ en travée) et, comme au paragraphe 2.3.2.2, on doit prendre, pour les moments d'encastrement sur les petits côtés, des valeurs du même ordre que sur les grands (figure 8).

Dans un pont à poutres sous chaussée dont le hourdis de couverture déborde en encorbellement, on peut prendre comme moments en travée $0,80 M_{0x}$ pour les dalles de rive, $0,75 M_{0x}$ pour les dalles centrales, les moments d'encastrement n'étant pas inférieurs à $0,50 M_{0x}$.

Dans les dalles portant dans une seule direction et calculées comme telles, on peut appliquer les règles forfaitaires données pour les poutres [C 2 314].

Une fois connus les moments en travée et sur appuis, on en déduit les sections d'armatures A_{xt} et A_{xa} , calculées avec une hauteur utile d_x , A_{yt} et A_{ya} ($= A_{xa}$), A_{yt} étant calculée avec une hauteur utile :

$$d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2}$$

2.3.3 Dispositions constructives

2.3.3.1 Sections minimales

Sauf dans les cas visés ci-après, au paragraphe d), les conditions suivantes doivent être respectées :

a) Dans un panneau rectangulaire de portées ℓ_x et ℓ_y ($\ell_x \leq \ell_y$), la section A_y des armatures parallèles à la direction ℓ_y , exprimée en cm^2/m , doit être au moins égale à la section minimale définie en fonction de l'épaisseur h exprimée en mètre, par :

$$A_{y \min} = 6 h$$

s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E 500 ou Fe TE 500, ou de treillis soudés lisses ou à haute adhérence (pour

une dalle de 16 cm d'épaisseur par exemple, $A_{y \min} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$, soit 5 Ø 5 par mètre) ;

ou $A_{y \min} = 8 h$

s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E 400 ou Fe TE 400.

b) Les armatures parallèles à la direction ℓ_x doivent présenter une section A_x au moins égale à la section minimale définie par :

$$A_{x \min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \min} (\text{cm}^2/\text{m})$$

avec

$$\alpha = \ell_x / \ell_y (\alpha \leq 1)$$

Dans un panneau carré ($\alpha = 1$), on a donc $A_{x \min} = A_{y \min}$, et dans un panneau de grande longueur ($\alpha \approx 0$) : $A_{x \min} = 1,5 A_{y \min}$.

c) Indépendamment de la condition $A_y \geq A_{y \min}$, en chaque point la section des armatures inférieures parallèles à la direction ℓ_y doit être telle que :

$$A_y \geq \frac{A_x}{3}$$

si les charges appliquées comprennent des forces localisées ;

ou

$$A_y \geq \frac{A_x}{4}$$

dans le cas contraire.

d) Les conditions $A_x \geq A_{x \min}$ et $A_y \geq A_{y \min}$ doivent, en principe, être respectées pour les armatures inférieures et pour les armatures supérieures. Toutefois, les Règles BAEL dispensent de cette vérification pour les armatures sur appuis des dalles continues sous réserve :

- soit que les sections A_x et A_y des aciers en travée, toutes deux supérieures aux valeurs minimales, soient respectivement capables d'équilibrer le moment isostatique, relatif au panneau de dalle considéré comme articulé sur son contour ;
- soit que l'on ait :

$$A_t + \frac{A_{aw} + A_{ae}}{2} \geq 2 A_{\min} \quad (\text{dans chaque sens})$$

avec A_t section des aciers en travée,
 A_{aw} , A_{ae} section des aciers sur appuis gauche et droite, respectivement.

Les Règles BAEL n'admettent toutefois aucune dérogation sur les appuis d'équilibrage des porte-à-faux.

Enfin, si l'on majore de 20 % les aciers calculés en flexion, ainsi que les aciers de répartition [c) ci-avant] on est totalement dispensé du calcul des sections minimales.

Dans certains cas extrêmement particuliers, tel, par exemple, le cas de dalles de petites dimensions ($\ell_x \leq 1 \text{ m}$, avec $\ell_x/h \leq 20$ environ) sans charges localisées fixes ou mobiles importantes, ceinturées par des butées efficaces, les Règles BAEL dispensent même totalement de la mise en place d'armatures de flexion ; on peut en effet considérer que l'équilibre de telles dalles se réalise par un fonctionnement en voûte.

2.3.3.2 Diamètre maximal des armatures

Le diamètre des armatures ne peut excéder le dixième de l'épaisseur h de la dalle :

$$\varnothing \leq \frac{h}{10}$$

2.3.3.3 Disposition des armatures

Les aciers inférieurs forment un quadrillage uniforme dans les deux directions. Les aciers les plus proches de la face tendue sont ceux parallèles au petit côté. Si la dalle supporte des charges localisées mobiles, toutes les barres inférieures doivent traverser le contour d'appui théorique, et être totalement ancrées au-delà de ce contour.

Sinon, on peut arrêter au plus une barre sur deux avant ce contour, comme indiqué figure 9a.

En cas d'emploi de treillis soudés, l'ancrage peut ne comporter qu'une soudure de fil transversal, à condition que la dalle ne soit pas soumise à des charges localisées mobiles, provoquant des effets dynamiques sensibles ou créant un risque de poinçonnement. Peuvent être ainsi conçus, par exemple, les ancrages des treillis soudés armant des dalles qui ne supportent que des véhicules légers de masse au plus égale à 3,5 t.

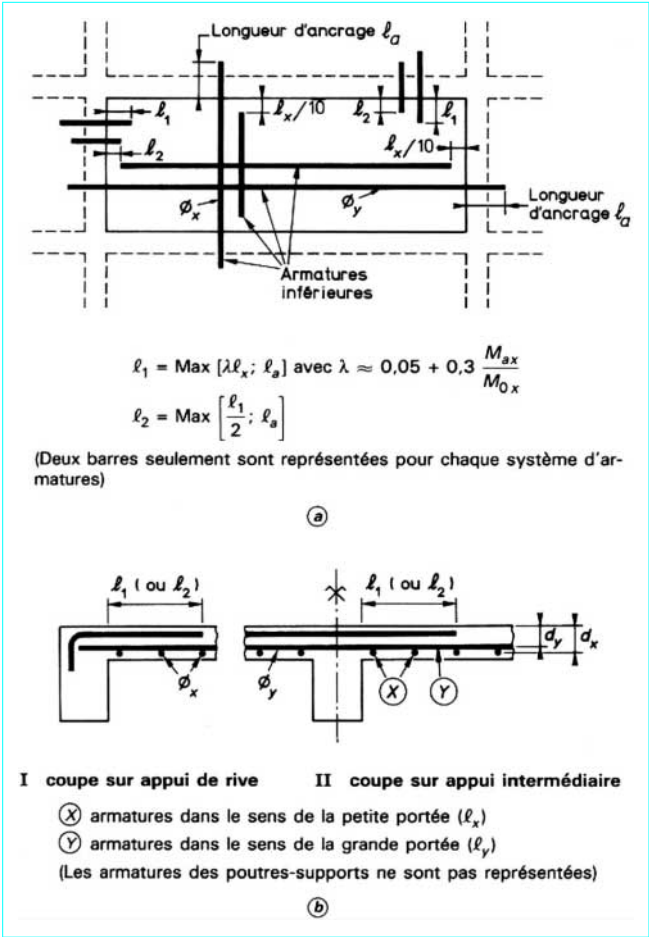


Figure 9 – Disposition des armatures dans une dalle bordée de poutres

Sur tous les appuis n'appartenant pas au contour extérieur général de la dalle, il convient de prévoir des armatures supérieures en *chapeaux* ; sur les grands côtés, ces armatures doivent dépasser le contour théorique (nus d'appui) du panneau de dalle alternativement des longueurs l_1 et l_2 définies par la figure 9b. Sur les petits côtés, les armatures supérieures ont la même section et dépassent des mêmes longueurs que sur les grands côtés. En rive, sur les parties du contour général d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiel, il convient de prévoir des *chapeaux* capables d'équilibrer un moment de signe contraire au moment de flexion maximal dans la travée adjacente et d'une valeur au moins égale à 15 % de ce dernier. Ces chapeaux doivent être totalement ancrés dans les poutres (ou murs) de rive. Ils s'étendent au-delà de la limite théorique du panneau de rive, soit de la longueur l_1 , soit de la longueur l_2 .

2.3.3.4 Espacements maximaux entre barres d'une même direction

a) Si la fissuration est peu préjudiciable, l'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau 2.

Tableau 2 – Écartement maximal des armatures d'une même nappe		
	Armatures parallèles au sens l_x	Armatures parallèles au sens l_y
Charges uniformément réparties seulement	Min [3 h ; 33 cm]	Min [4 h ; 45 cm]
Présence de charges localisées	Min [2 h ; 25 cm]	Min [3 h ; 33 cm]

h : épaisseur totale du panneau de dalle.

b) Dans le cas de dalles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, dans le sens l_x , qu'il y ait ou non des charges localisées, ces espacements sont réduits à :

- Min [2 h ; 25 cm] si la fissuration est préjudiciable (avec $\phi \geq 6 \text{ mm}$) ;
- et Min [1,5 h ; 20 cm] si la fissuration est très préjudiciable (avec $\phi \geq 8 \text{ mm}$) .

2.4 Pressions localisées

Lorsque l'on soumet une pièce comprimée de courte longueur à une pression localisée sur une partie réduite de sa surface, on constate que, selon la position de la charge, la rupture du béton peut se produire de quatre manières différentes (figure 10) :

- a) par éclatement, dans le cas d'une charge pas trop près des bords libres ;
- b) par glissement, dans le cas d'une charge près d'un bord libre ;
- c) par fendage, dans le cas d'une charge linéique ;
- d) par écrasement local, dans le cas limite d'un massif semi-infini.

Les ruptures des types *a*, *b* et *c* sont plus fréquentes que la rupture de type *d*. On peut s'en prémunir au moyen d'armatures appropriées (§ 2.4.2).

Dans tous les cas, sauf pour les pièces chargées trop près de leurs bords libres, on constate que, du fait de l'« étreinte transversale » créée par le béton environnant, la contrainte locale de rupture est très supérieure à celle que l'on observerait pour la même pièce chargée sur la totalité de sa surface.

De ces constatations découlent les règles exposées ci-après (Règles BAEL, art. A.8.4.1 et annexe E8). Les vérifications sont faites à l'état-limite ultime.

2.4.1 Limitation de l'effort de compression

Lorsqu'une pièce d'aire B est soumise à une pression uniforme sur une partie seulement, d'aire B_0 , de sa surface, sous réserve que :

- cette pièce ne comporte pas d'évidements ;
- son épaisseur h soit telle que $h \geq \frac{2 B_0}{u}$ (u , périmètre de l'aire B_0), l'effort de compression limite qui peut être appliqué à l'aire B_0 est :

$$N_{u \text{ lim}} = K B_0 f_{bu}$$

avec $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$ (voir l'article) [C 2 306],

K coefficient numérique, au moins égal à 1 et au plus égal à 3,3 défini ci-après.

a) Dans le cas où les surfaces B_0 et B sont des rectangles de mêmes axes, de dimensions respectives (a_0, b_0) et (a, b) , telles que :

$$\frac{a}{a_0} \geq \frac{4}{3} \text{ et } \frac{b}{b_0} \geq \frac{4}{3} \text{ (condition de débord minimal)}$$

$$K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \left(\frac{a_0}{a} + \frac{b_0}{b} \right) \right] \sqrt{\left(1 - \frac{4}{3} \frac{a_0}{a} \right) \left(1 - \frac{4}{3} \frac{b_0}{b} \right)} \leq 3,3$$

avec la condition supplémentaire :

$$h \geq \frac{a_0 b_0}{a_0 + b_0}$$

b) Dans le cas où les surfaces B_0 et B sont homothétiques et ont le même centre de gravité :

$$K = 4 - \frac{4}{3} \left(5 \sqrt{\frac{B_0}{B}} + \frac{8}{3} \frac{B_0}{B} \right) \leq 3,3$$

c) Lorsque B_0 est un cercle de diamètre d et B un rectangle de même centre et de dimensions (a, b) , on applique la formule du cas *a*, en remplaçant a_0 et b_0 par $0,88 d$ (avec la condition $h \geq \frac{d}{2}$).

d) Lorsque les surfaces B_0 et B n'ont pas le même centre de gravité, on remplace le contour de B par un contour B_1 intérieur à B ayant le même centre de gravité que B_0 et au moins un côté ou un point commun avec le contour de B , et l'on applique les formules précédentes aux aires B_0 et B_1 .

Les Règles BAEL traitent également le cas de charges concentrées multiples, et celui de pressions non uniformes sous les surfaces chargées (appareils d'appui en élastomère fretté, pieds de poteaux, etc.).

2.4.2 Armatures de diffusion

Une pièce en béton chargée dans les conditions visées au paragraphe 2 doit être armée parallèlement à cette face et jusqu'à

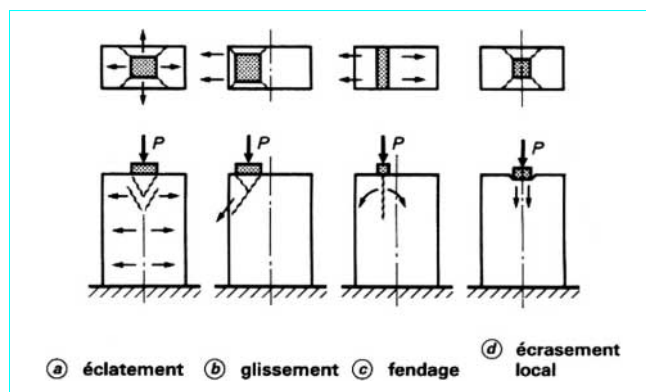


Figure 10 – Modes de rupture d'un prisme de béton soumis à des pressions localisées

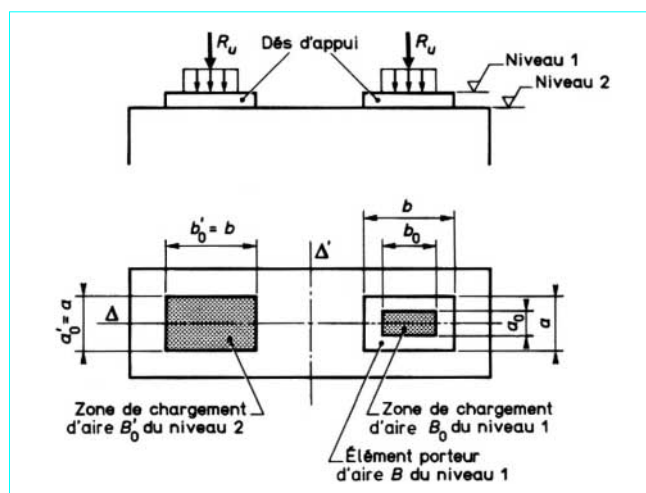


Figure 11 – Niveaux de diffusion et aires chargées

une profondeur convenable, de manière à éviter la rupture du béton sous les efforts de diffusion dus à la charge (figure 10a, b et c).

Les Règles BAEL donnent à l'annexe E8 les formules nécessaires à la détermination des armatures. Ces formules sont la transposition, à l'état-limite ultime, de celles de l'annexe 4 des Règles BPEL.

2.4.2.1 Niveau de diffusion

Suivant les dimensions du dé d'appui sur lequel la charge concentrée est appliquée, la diffusion des efforts doit être étudiée et la pression localisée vérifiée soit à partir du niveau 1, soit à partir du niveau 2, soit des deux niveaux (figure 11).

La section à partir de laquelle on étudie la diffusion des efforts est désignée dans ce qui suit par « section S_A ».

À proximité de la section S_A , la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par la Résistance des Matériaux du fait que les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas satisfaites dans cette région.

La répartition linéaire des contraintes selon le principe de Navier ne se retrouve qu'à une certaine distance ℓ_r (longueur de régularisation) de S_A . On admet que chaque force localisée subit une première régularisation à l'intérieur d'un « prisme symétrique » (§ 2.4.2.2) et, par commodité, on sépare l'étude en deux :

- première régularisation à l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque charge localisée ;
- équilibre général de la zone de régularisation (équilibre général de « diffusion pure »).

2.4.2.2 Dimensions des prismes symétriques

La diffusion a un caractère tridimensionnel : on se contente d'effectuer les vérifications dans deux plans orthogonaux Δ et Δ' (figure 12) ; dans ce qui suit, on ne s'attache qu'au plan Δ , étant entendu qu'il faudrait opérer de même pour le plan Δ' .

Dans le plan Δ , les dimensions d'un prisme symétrique affecté à une charge j quelconque sont définies par :

$$d_j = 2 [\text{Min} (c_j, c_j^*)]$$

Les surfaces $a_0 b_0$ et ab n'ayant pas le même centre de gravité, on remplace pour les calculs, ab par $a_1 b_1$.

Pour la figure 12 :

$$d_1 = 2 c_1 = b_1$$

2.4.2.3 Ferrailage

2.4.2.3.1 Effets locaux

Les essais réalisés, notamment en photoélasticimétrie, montrent que la trajectoire des efforts présente alternativement une convexité et une concavité par rapport à la ligne d'application de la force concentrée et le passage de la force concentrée à une distribution uniforme entraîne donc l'apparition de contraintes normales de compression σ_c , de traction σ_t et de cisaillement τ sur toute facette parallèle à l'axe du prisme symétrique (figure 13).

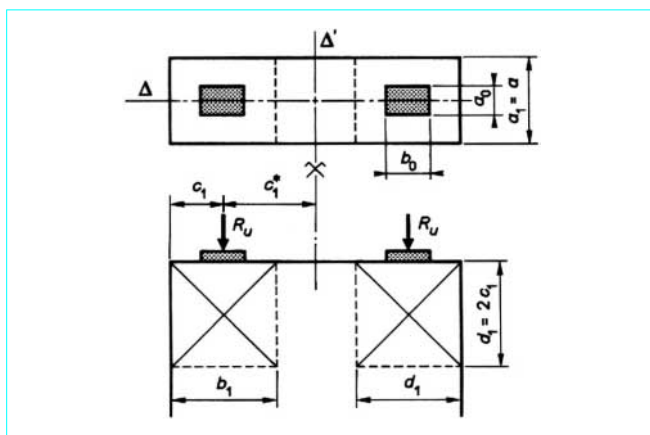


Figure 12 - Dimensions des prismes symétriques

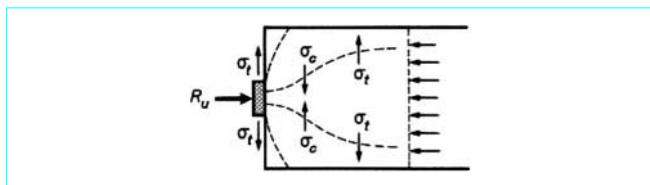


Figure 13 - Effets locaux

La contrainte de traction se produit :

- au voisinage de la face chargée ;
- en profondeur, à proximité de l'axe du prisme ;

d'où l'obligation de prévoir sous chaque charge localisée un fretage de surface et un ferrailage d'éclatement.

En outre, l'équilibre général de « diffusion pure » (§ 2.4.2.3.2) peut nécessiter des armatures de couture complémentaires.

Fretage de surface

Pour n charges localisées R_{uj} (avec $j = 1, 2, \dots, n$) la section d'armatures à prévoir au voisinage de la surface est :

$$A_s \geq 0,04 \frac{(R_{uj})_{\max}}{f_{su}} \quad \left(\text{avec } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Ferrailage d'éclatement

Le calcul est à faire pour chaque charge localisée, et pour chaque plan Δ ou Δ' (figure 12).

Dans le plan Δ , la résultante des contraintes d'éclatement sous une charge R_{uj} quelconque vaut :

$$R_{je} = 0,25 \left(1 - \frac{b_{0j}}{d_j} \right) R_{uj}$$

Exemple : dans le cas de la figure 12 :

$$R_e = 0,25 \left(1 - \frac{b_0}{d_1} \right) R_u$$

Pour chaque charge localisée R_{uj} , la section d'acier d'éclatement vaut :

$$A_{ej} = \frac{R_{je}}{k_j f_{su}}$$

avec $k_j = 1$ si j repère une position d'extrémité,
 $k_j = 1,5$ dans le cas contraire.

Exemple : Dans l'exemple considéré figure 12 de deux charges symétriques, $k = 1$ et $A_e = R_e / f_{su}$.

Il existe une charge j pour laquelle la valeur de A_{ej} est maximale. Désignons par $(A_{ej})_{\max}$ cette valeur.

Sur une hauteur totale égale à $\text{Max} (d_j)$, il faut placer une section totale d'acier (figure 14) :

$$A = A_s + A_e$$

soit, plus précisément et compte tenu de la valeur minimale imposée pour la section A_e par les Règles BAEL :

$$A = 0,04 \frac{(R_{uj})_{\max}}{f_{su}} + \text{Max} \left[(A_{ej})_{\max}; \frac{0,15 (R_{uj})_{\max}}{f_{su}} \right]$$

Exemple : Dans l'exemple considéré :

$$A = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0,04 \frac{(R_{uj})_{\max}}{f_{su}} + A_e \\ 0,19 \frac{(R_{uj})_{\max}}{f_{su}} \end{array} \right.$$

2.4.2.3.2 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

La tranche de pièce comprise entre la section S_A d'extrémité et celle S_R où l'on retrouve la répartition des contraintes de Navier, section que l'on admet située à la distance $\ell_r = b$ de la section S_A (figure 15), est considérée comme une poutre de répartition d'axe Ox , de hauteur b et d'épaisseur a (pour la diffusion dans le plan Δ).

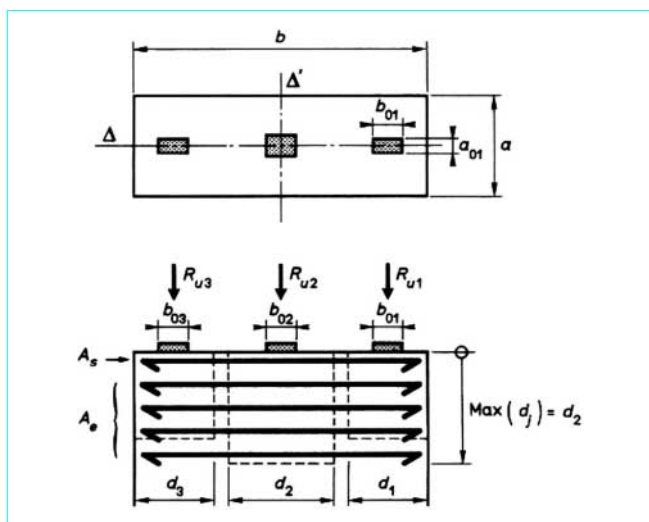


Figure 14 – Ferrailages de surface et d'éclatement

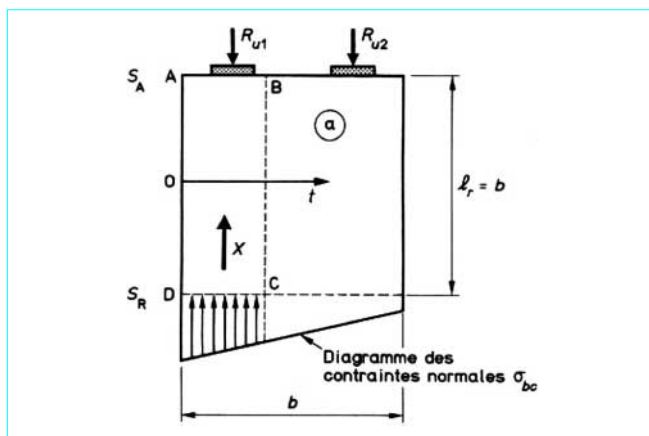


Figure 15 – Équilibre général de diffusion pure

On effectue une coupure par un plan vertical quelconque BC, parallèlement à la direction Δ' .

L'équilibre de l'élément ABCD donne :

$$V_{u1} = R_{u1} - X = V_x$$

(X étant la résultante des contraintes normales σ_{bc} sur la largeur CD).

La contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure, à combiner avec les autres contraintes de cisaillement existantes, s'il y en a, vaut :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{a l_r} = 2 \frac{V_x}{ab}$$

Il faut vérifier que la contrainte globale maximale de cisaillement est au plus égale à la contrainte limite. Cette dernière n'est pas précisée par les Règles BAEL. La valeur $0,2 f_{c28}/\gamma_b$, avec borne de 5 MPa [C 2 308], semble raisonnable.

Selon la Règle des coutures [C 2 308] la section des armatures d'équilibre général est donnée par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{f_{su}}$$

avec N_{tc} effort normal éventuel au niveau où $|V_x| = |V_x|_{\max}$,
 V_{xe} valeur « écrêtée » :

$$V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{2,2 \tau_d} \right)^2 \right]$$

Des armatures de couture complémentaires ne sont pas nécessaires si la section A déterminée précédemment est telle que $A \geq A_c$.

Dans le cas contraire, il faut prévoir une section d'acier complémentaire A_g telle que $A_g \geq A_c - A$.

Ces armatures sont uniformément réparties à partir de la section d'extrémité (S_A) sur une longueur au plus égale à $\frac{2}{3} l_r$ (c'est-à-dire $\frac{2}{3} b$ dans le plan Δ).

2.5 Fretage

Il est possible de faire supporter à certains éléments de béton armé des contraintes plus élevées que celles résultant de l'application du paragraphe 2.4.1 sous réserve de les fretter par des armatures transversales de forme et de section appropriées.

Mais on ne peut appliquer les dispositions ci-après qu'à des **pièces comprimées de courte longueur**, éventuellement soumises à des flexions de très faible importance. Le rapport de la longueur de la partie frettée de la pièce (parallèlement à l'effort de compression) à sa plus petite dimension transversale ne doit pas excéder 2, et la dimension transversale minimale de la pièce frettée doit être au moins égale à 25 cm.

Le fretage peut également être utilisé en vue d'obtenir une résistance élevée aux chocs (cas des pieux battus) ou à des efforts localisés sur des aires de faibles dimensions (cas des articulations).

Remarque : les restrictions à l'utilisation du fretage dans des pièces de grande longueur résultent de la déformabilité importante du béton fretté sous contraintes élevées, déformabilité qui peut créer un risque de flambement. La condition de dimension transversale minimale est motivée par la nécessité de réaliser un fretage avec une très grande précision, pour qu'il soit efficace.

2.5.1 Coefficient de fretage

Le calcul de l'effort de compression admissible d'une pièce frettée ne fait intervenir que la section du *noyau* limitée au contour des frettes, et non la section totale. Les justifications sont effectuées vis-à-vis de l'état-limite ultime en multipliant la résistance de calcul du béton [C 2 306] par le *coefficient de fretage* suivant :

$$1 + 2 \rho_t \frac{f_e}{f_{cj}}$$

avec ρ_t rapport du volume des frettes au volume du noyau fretté, cette valeur étant bornée supérieurement à 0,04,
 f_e limite d'élasticité de l'acier constitutif des frettes,
 f_{cj} résistance caractéristique du béton, qui doit être au moins égale à 25 MPa.

2.5.2 Formes et dispositions des frettes

Elles sont exclusivement de deux types :

- **cercles fermés** ou **hélices circulaires continues**, dans le cas de sections circulaires ou octogonales ;
- **quadrillages formés de barres repliées en épingles à cheveux**, alternativement disposées dans deux directions perpendiculaires (figure 16), dans les autres cas.

Les extrémités des barres constitutives d'une frette sont ancrées par courbure dirigée vers l'intérieur du noyau fretté ; en particulier, les jonctions des spires d'hélices circulaires ne doivent pas être réalisées par un simple recouvrement, mais par un recouvrement de 15 à 20 fois le diamètre, prolongé par deux ancrages par courbure, avec retours dirigés vers le cœur du noyau fretté.

L'armature de frettage a un diamètre au moins égal à 5 mm, et l'écartement des frettes successives ne doit pas être supérieur à 1/5 de la petite dimension transversale de la pièce.

2.6 Articulations en béton

Les Règles BAEL ne visent que les articulations à noyau de béton rétréci, qui sont pratiquement les seules utilisées en raison de leur facilité d'exécution.

Les efforts transmis par une articulation se réduisent à une force de compression dont l'inclinaison sur la normale au plan de l'articulation est au plus égale à 1/4.

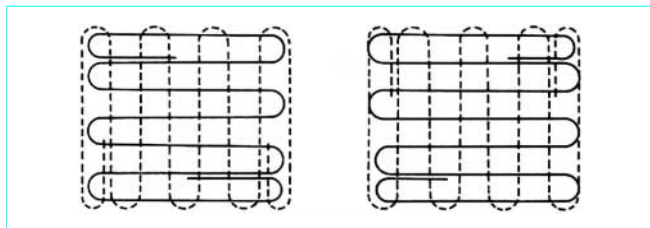


Figure 16 – Nappes de frettes en épingles à cheveux alternées

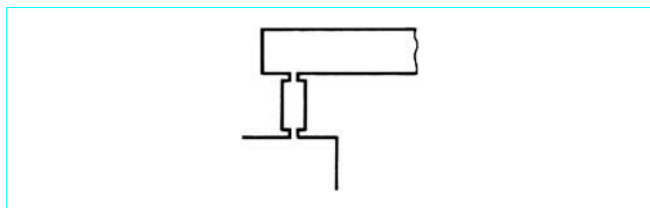


Figure 17 – Appui d'une poutre sur pendule avec deux articulations à section rétrécie

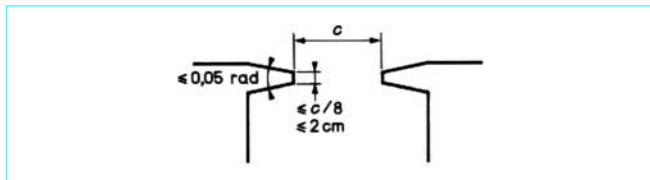


Figure 18 – Noyau d'une articulation à section rétrécie (détail)

Il convient de bien noter que, pour obtenir le déplacement relatif de deux surfaces, il est indispensable :

- soit d'intercaler des appareils d'appui spéciaux (à base de *Téflon*, par exemple) ;
- soit de disposer des colonnes courtes dites *piles-pendules* ou *pendules* avec articulations à leurs deux extrémités (figure 17)

Les pièces articulées sont *frettées* conformément aux paragraphes 2.6.1.2 et 2.6.2.1, et, si leurs dimensions sont supérieures à celles du volume fretté, il convient de disposer en dehors de ce volume les armatures nécessaires pour assurer la diffusion des efforts suivant les indications du paragraphe 2.4.2.

Dans les articulations par section rétrécie, les faces en regard de deux pièces forment une fente soit à bords parallèles de distance égale à l'épaisseur du noyau, soit de largeur croissante à partir du noyau (pente inférieure à 5 %). L'épaisseur du noyau (figure 18) est inférieure à la plus petite des deux valeurs :

- 2 cm ;
- 1/8 de la plus petite dimension transversale.

À l'état-limite ultime, la contrainte moyenne du noyau est au plus égale à $3 f_{cj}$.

Les déplacements angulaires à l'état-limite de service sont, à défaut de résultats expérimentaux probants, limités à 1/20.

On distingue par ailleurs :

- les **articulations linéaires**, qui permettent des mouvements relatifs de rotation autour d'une droite fixe par rapport aux pièces articulées ;
- les **articulations ponctuelles**, qui permettent des mouvements relatifs de rotation autour d'un axe quelconque dans le plan de contact des pièces articulées.

2.6.1 Articulations linéaires

Elles sont réalisées par l'interposition d'une section rétrécie rectangulaire.

2.6.1.1 Dimensions

Une articulation linéaire doit être comprimée sur toute sa longueur, mais l'effort unitaire de compression peut varier linéairement sur cette longueur.

La largeur des pièces articulées normalement à l'axe d'articulation est au moins égale à trois fois la largeur du noyau (figure 19).

La longueur de l'articulation prise en compte, parallèlement à son axe, est inférieure à la dimension correspondante des pièces articulées, de façon que les armatures de frettage définies au paragraphe 2.6.1.2 puissent être considérées comme efficaces ; cette condition conduit, dans la plupart des cas, à adopter une longueur de calcul égale à la longueur totale de l'articulation, diminuée de quelques centimètres (3 à 5 cm par exemple) à chaque extrémité.

2.6.1.2 Frettage

Les pièces articulées comportent un frettage constitué de nappes d'*épingles à cheveux* alternées dans deux directions perpendiculaires (figure 16).

Le frettage s'étend sur une largeur, perpendiculairement à l'axe de l'articulation, au moins égale à trois fois la largeur, comptée dans la même direction, du noyau. Le volume relatif des frettes est au moins de 1 % normalement à l'axe de l'articulation et de 0,8 % parallèlement à cet axe (figure 20a).

La profondeur frettée est égale à la largeur du volume fretté défini précédemment, et le volume relatif des frettes peut être réduit de 40 % au-delà des 6/10 de cette profondeur (figure 20a).

2.6.2 Articulations ponctuelles

2.6.2.1 Diamètre

Elles sont réalisées par l'interposition d'une section rétrécie de forme circulaire.

Le diamètre de cette dernière (noyau) est au plus égal au tiers de la plus petite dimension des pièces articulées.

2.6.2.2 Frettage

Les pièces articulées sont frettées :

- soit par des *épingles à cheveux* alternées dans deux sens perpendiculaires ;
- soit par des cerces ou des hélices.

Le frettage s'étend sur une zone circulaire de diamètre au moins égal à trois fois le diamètre du noyau. Le volume relatif total des frettes est au moins de 2 % ; il est donc de 1 % dans chaque direc-

tion en cas de frettage en quadrillages d'épingles à cheveux (figure 20b).

La profondeur frettée est égale au diamètre de la zone frettée, et le volume des frettes peut être réduit de 40 % au-delà des 6/10 de cette profondeur.

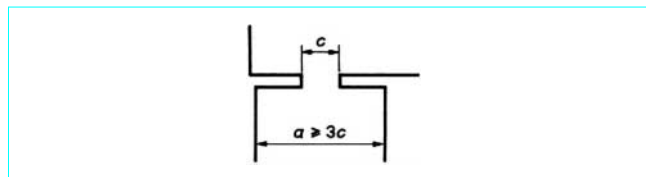
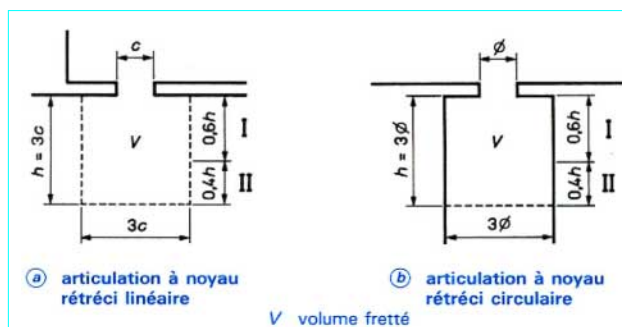


Figure 19 – Articulation à noyau rétréci



	Volume relatif des frettes	
	Zone I	Zone II
Figure 20 a	1 % dans le plan de la figure 0,8 % perpendiculairement	0,6 % dans le plan de la figure ≈ 0,5 % perpendiculairement
Figure 20 b	1 % dans chaque direction (2 % au total)	0,6 % dans chaque direction (1,2 % au total)

Figure 20 – Articulations en béton

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^e 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^e 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^e 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^e 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^e 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/mm².* Règles 1948, ronds n^o 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^e tirage, 1975, Eyrolles.
 - [28] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.* Circulaire MEL n^o 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^o 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^{er} du fascicule 4 du CCTG n^o 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^o 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^o 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^o 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^o 71-155 du 29 déc. 1971 et n^o 75-156 du 30 déc. 1971. BOMET Fasc. Spéc. n^o 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 tangentées

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^e 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] ALBIGÈS (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] ALBIGÈS (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.), KOPRNA (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] LOGEAS (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).