

Béton armé. Règles BAEL

Ossatures et éléments courants

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. Actions et sollicitations	C 2 314 - 2
1.1 Objet et domaine d'application	— 2
1.2 Évaluation des sollicitations	— 3
1.3 Liaisons entre les différents éléments	— 3
1.4 Effets des variations dimensionnelles	— 3
2. Poutres de planchers	— 5
2.1 Règles générales.....	— 6
2.2 Évaluation des charges transmises aux différents éléments.....	— 7
2.3 Méthodes simplifiées de calcul des planchers.....	— 8
2.4 État-limite d'ouverture des fissures. Condition de non-fragilité.....	— 13
2.5 État-limite de déformation par flexion.....	— 13
2.6 Disposition des armatures	— 15
2.7 Règles spéciales à certains éléments.....	— 15
3. Dalles sur appuis continus	— 20
3.1 Cas de charge et combinaisons d'actions à considérer	— 20
3.2 Dispositions constructives	— 21
3.3 État-limite d'ouverture des fissures	— 21
3.4 Condition de non-fragilité. Sections minimales d'armatures	— 21
3.5 État-limite de déformation	— 21
3.6 Prédalles	— 21
4. Planchers-champignons et planchers-dalles	— 24
4.1 Définition	— 24
4.2 Détermination des sollicitations.....	— 25
4.3 Vérification des conditions de résistance	— 26
4.4 Règles simplifiées applicables à certains planchers-dalles	— 28
5. Poteaux	— 28
5.1 Calcul des sollicitations.....	— 29
5.2 Combinaisons d'actions à considérer.....	— 29
5.3 Longueur de flambement	— 30
5.4 Justification des poteaux.....	— 30
5.5 Utilisation de poteaux préfabriqués.....	— 30
6. Fondations	— 31
6.1 Dispositions constructives	— 31
6.2 Combinaisons d'actions à considérer.....	— 31
6.3 Méthodes de calcul des semelles de fondation	— 32
6.4 Fondations sur radier général	— 41
6.5 Autres systèmes de fondations	— 44
7. Comportement au feu des structures en béton	— 46
7.1 Conventions	— 46
7.2 Évolution des caractères mécaniques des matériaux avec la température.....	— 46
7.3 Vérifications de la stabilité.....	— 46
7.4 Poteaux des constructions courantes	— 48
7.5 Poutres.....	— 49
7.6 Dalles	— 52
Pour en savoir plus	Doc. C 2 320

Les Règles BAEL comportent, après des **Règles générales**, une partie concernant les ossatures et éléments courants des structures en béton armé qui définit des règles de calcul ou de dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages. Ces règles, dont une longue expérience a montré la validité, permettent d'éviter certains calculs laborieux dont la précision risquerait d'ailleurs souvent d'être illusoire.

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. Actions et sollicitations

1.1 Objet et domaine d'application

Les structures auxquelles les règles BAEL s'appliquent sont habituellement constituées de poteaux verticaux, de dalles et de poutres tels qu'on en rencontre normalement dans le domaine du *bâtiment* ; les règles en cause ne s'appliquent pas aux ouvrages d'art et notamment pas aux ponts.

On distingue *conventionnellement*, dans leur domaine d'application, trois types de constructions.

■ Les **constructions courantes** dans lesquelles les valeurs des charges d'exploitation sont au plus égales à deux fois celles des charges permanentes ou à 5 kN/m^2 (charges dites *modérées*) ; de plus, les charges localisées (associées implicitement aux charges réparties), appliquées à tout élément de plancher, sont inférieures à la plus grande des deux valeurs : 2 kN et le quart de la charge d'exploitation totale susceptible d'être appliquée à cet élément.

Il s'agit de valeurs de service (ou d'utilisation), en principe de valeurs nominales.

Entrent normalement dans cette catégorie : les bâtiments à usage d'habitation, d'hébergement et de bureaux, les constructions scolaires ou hospitalières et, le plus souvent, les bâtiments à usage commercial (magasins, boutiques, bâtiments de stockage exclus) et les salles de spectacle mais non les bâtiments dans lesquels les points d'appui aux différents niveaux ne sont pas superposés.

■ Les **constructions industrielles** dans lesquelles les valeurs des charges d'exploitation sont supérieures à deux fois celles des charges permanentes ou à 5 kN/m^2 (charges dites *relativement élevées*) et comprennent le plus souvent des charges localisées importantes, éventuellement mobiles et pouvant donner lieu à des effets dynamiques.

Entrent normalement dans cette catégorie : les bâtiments industriels proprement dits (usines, ateliers, etc.) et les entrepôts.

■ Les **constructions spéciales** dans lesquelles certaines parties de la structure peuvent être assimilées à des éléments de *constructions courantes*, d'autres à des éléments de *constructions industrielles*, d'autres enfin relèvent de l'application des règles générales.

Entre par exemple dans cette catégorie : une construction comportant des parcs de stationnement de véhicules légers, couverte par un plancher sous chaussée.

Les caractéristiques d'exposition d'une construction par rapport à son environnement ainsi que la situation d'un élément par rapport à l'enveloppe de celle-ci permettent de définir les trois degrés de nocivité des fissures dont il a déjà été fait état en [C 2 306].

1.2 Évaluation des sollicitations

1.2.1 Actions

Les constructions dont les dimensions et les dispositions constructives sont telles que, conformément au paragraphe 1.4, il est loisible de ne pas tenir compte des effets des variations dimensionnelles (retrait et température) peuvent, dans les cas usuels, être soumises aux actions mentionnées ci-après, avec leur désignation symbolique :

- G action des charges permanentes évaluée à partir des volumes définis par les dessins d'exécution ;
- Q_B action des charges d'exploitation évaluée à partir des valeurs nominales de celles-ci ;
- W action du vent ;
- S_n action de la neige.

■ Conditions de prise en compte

L'action G des **charges permanentes** doit être prise en compte avec le même coefficient (1,35 ou 1) dans les différentes travées continues d'une structure. En principe, les cloisons sont à compter dans la valeur de G .

L'action Q_B des **charges d'exploitation** est ou n'est pas prise en compte dans les différentes travées, par travées entières, lorsqu'il s'agit de charges réparties (§ 2.2), mais des règles particulières sont données pour la répartition des armatures transversales afin d'assurer la résistance à l'effort tranchant dans les zones des poutres autres que celles voisines des appuis (§ 2.6.2).

En application de la norme NF P 06-001 [40], les éléments porteurs supportant une grande surface de planchers (poutres principales) peuvent, si les conditions réelles d'exploitation le justifient, être calculés pour une charge d'exploitation unitaire inférieure à celle servant de base au calcul des éléments secondaires (hourdis, poutrelles). À défaut de précisions de la norme, c'est au Cahier des clauses techniques particulières (CCTP) qu'il appartient de fixer les conditions dans lesquelles une telle réduction peut être envisagée.

De même, en application de la norme NF P 06-001, les points d'appui (poteaux) supportant un grand nombre de niveaux peuvent, dans de nombreux cas (immeubles à usage d'habitation et de bureaux, notamment) être calculés pour une charge d'exploitation inférieure à celle ayant servi au calcul des planchers (loi de dégression).

1.2.2 Sollicitations

Les sollicitations de calcul sont obtenues par application des principes de la Résistance des Matériaux en envisageant successivement les **diverses combinaisons d'actions** et les **différents cas de charge**.

Il est permis d'appliquer le *principe de superposition* aux sollicitations évaluées par les diverses méthodes de calcul indiquées ci-après et d'en déduire les courbes enveloppes des sollicitations de calcul.

Par **exemple**, les sollicitations d'un plancher dues aux forces de pesanteur peuvent être évaluées par la *méthode forfaitaire* (§ 2.3.1) et celles dues au vent par le calcul simplifié en portique défini au paragraphe 5.1.2.

1.2.3 Justification de l'équilibre statique

■ Cas d'équilibre statique pur

Par **exemple** : poutre-console reposant sur ses appuis par des dispositifs à réaction unilatérale tels que des appuis élastomères à simple contact.

Dans ce cas, il existe une possibilité cinématique de basculement, et le cas de charge à considérer est celui de la figure 7 (4^e cas) mais en plaçant sur la travée adjacente au porte-à-faux la charge permanente $0,9 G$ au lieu de G .

■ Cas où la possibilité de rupture d'équilibre statique provient de l'épuisement de la résistance d'un matériau (ou du sol)

Par **exemple** : justification de la stabilité au renversement d'un bâtiment sous l'action du vent.

Les combinaisons d'actions données au paragraphe 2.1.2 sont généralement applicables, mais les charges stabilisantes sont à évaluer avec le maximum de précision (par exemple), pour le béton : poids volumique résultant du pourcentage moyen d'armature ; pour les cloisons et revêtements : poids minimal).

L'équilibre statique de certains ouvrages particuliers (cuvelages, réservoirs surélevés, cheminées, etc.) relève des textes spécifiques les concernant.

1.3 Liaisons entre les différents éléments

On doit réaliser des liaisons efficaces entre les différents éléments des constructions afin d'assurer non seulement la transmission correcte des efforts dans tous les cas de charge considérés dans les calculs, mais également un **chaînage général** de chaque bâtiment. De telles dispositions sont susceptibles de limiter d'ampleur des désordres pouvant résulter de sollicitations exceptionnelles non prises en compte dans les calculs (séismes, bombardements, explosions accidentelles).

L'efficacité des chaînages dépend non seulement de la résistance à la traction de leurs armatures, mais aussi des *conditions d'ancrage* de celles-ci aux extrémités.

Dans les bâtiments à murs porteurs, il convient de se référer au DTU 20.1 pour les maçonneries (chapitre spécialisé du présent traité [C 2 102]) et au DTU 23.1 pour les murs banchés.

Dans les bâtiments à ossature en béton armé, les liaisons sont normalement assurées par les armatures des poteaux et des poutres disposées au droit de ces derniers. La section des armatures des poutres formant chaînage ne doit pas être inférieure à $0,5 \text{ cm}^2$ par mètre de largeur de plancher affectée au chaînage, pour des aciers de classe au moins égale à Fe E 400. Ces armatures doivent en particulier être ancrées sur les appuis de rive.

1.4 Effets des variations dimensionnelles

Ces effets ne sont éventuellement à prendre en compte que dans les justifications aux états-limites de service ; on admet d'ailleurs qu'il est loisible de les négliger lorsque sont prises les dispositions constructives précisées ci-après.

1.4.1 Dimensions des blocs entre joints

Dans les calculs relatifs aux **constructions courantes** et aux **constructions industrielles** (§ 1.1), il est admis de ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 25 m dans les régions sèches et à forte opposition de température, et en particulier dans les départements voisins de la Méditerranée ;
- 30 à 35 m dans les régions de l'Est, les Alpes et le Massif central ;
- 40 m dans la région parisienne ;
- 50 m dans les régions humides et tempérées comme le sont, en métropole, celles de l'Ouest.

Lorsque ces distances limites sont dépassées, on doit tenir compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température, à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. Les Règles BAEL ont toutefois introduit un assouplissement à cette prescription en tolérant de ne prendre en compte intégralement les effets en cause que si les distances maximales indiquées ci-dessus sont dépassées de plus de 25 % et d'interpoler linéairement dans les cas intermédiaires. Il faut cependant bien noter que la tolérance consistant à négliger les effets des variations dimensionnelles ne s'applique qu'aux éléments d'une ossature complète en béton armé reposant sur des supports normalement flexibles, condition qui exclut les cas visés en [C 2 317].

Afin notamment d'éviter les fondations excentrées, les joints prévus dans les ossatures en élévation ne sont généralement pas prolongés dans les parties enterrées et les fondations, sauf dans le cas d'étages de sous-sols présentant de grandes dimensions en plan où, compte tenu des conditions d'ambiance (température, ventilation), les effets des variations dimensionnelles peuvent être très sensibles.

Dans les **étages sous terrasse**, les effets thermiques sont habituellement plus sensibles que dans les étages courants ; il convient donc de prévoir normalement entre le dernier plancher et la terrasse des joints supplémentaires (joints *diapason*) permettant de diviser au moins par deux les distances entre joints principaux [C 2 317].

1.4.2 Effets dans le sens vertical

Ces variations peuvent avoir deux origines :

a) les **différences de température** lorsque les éléments porteurs des structures se trouvent situés de part et d'autre de l'enveloppe thermique de la construction (cas de certains immeubles dont les poteaux sont placés à l'extérieur des façades, et des pignons en béton armé avec isolation thermique placée du côté intérieur du bâtiment) ;

b) les **tassements différentiels de fondations**.

On admet, dans les **constructions courantes** et les **constructions industrielles**, de ne pas tenir compte de l'ensemble de ces effets sur la structure et les remplissages si la dénivellation prévisible dans les vérifications aux états-limites de service reste inférieure à la plus petite des valeurs suivantes :

- 1/300 de la distance entre les points d'appui intérieurs et extérieurs ;
- 1/500 de la même distance lorsqu'interviennent seuls les effets de tassements visés en b) ;
- 1 cm dans le cas de cloisonnements rigides et fragiles bloqués dans l'ossature ;
- 2 cm dans les autres cas.

Ces conditions sont normalement satisfaites, en ce qui concerne les effets thermiques, pour des bâtiments dont la hauteur au-dessus du sol est au plus égale à :

- 40 m dans le cas de cloisons rigides et fragiles ;
- 100 m dans le cas contraire,

dans la mesure où les distances entre points d'appui intérieurs et extérieurs sont au moins égales à 6 m. Il est bien évident que c'est surtout dans les étages supérieurs que les précautions doivent être prises, le cas échéant, pour obtenir un comportement satisfaisant des cloisons.

1.4.3 Pourcentages minimaux d'armatures longitudinales dans les éléments exposés

Ces éléments (balcons, loggias, coursives, corniches, parties saillantes des bandeaux, acrotères) dont l'une au moins des faces est exposée aux actions climatiques sont de préférence recoupés par des joints *diapason* obtenus soit au coulage, soit par préfabrication totale ou partielle.

Pour les ouvrages de dimensions courantes (balcons de largeur au plus égale à 1,50 m) et armés de barres HA de classe au moins égale à Fe E 400 ou de treillis soudés, on applique les règles suivantes.

■ Lorsque la longueur des éléments en béton armé extérieurs aux bâtiments est limitée à :

- 6 m dans les régions humides et tempérées ;
- 4 m dans les régions sèches ou à forte opposition de température, telles la région littorale méditerranéenne et certaines régions de l'Est à climat relativement continental,

la section des armatures longitudinales est au moins égale à :

- 0,002 de la section de béton lorsque le béton a une résistance caractéristique à la traction f_{t28} au moins égale à 2,4 MPa (soit $f_{c28} \geq 30$ MPa) et que des précautions sont prises pour éviter une dessiccation trop rapide pendant les premiers jours du durcissement,
- 0,002 5 de la même section lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas remplies.

■ Lorsque les longueurs des éléments dépassent :

- 12 m dans les régions humides et tempérées ;
- 8 m dans les régions sèches ou à forte opposition de température, ou lorsque les éléments sont solidaires d'une structure rigide (balcon ou loggia entre deux murs),

la section des armatures longitudinales est au moins égale à 0,005 de la section de béton.

■ Pour des longueurs comprises entre 6 et 12 m d'une part, 4 et 8 m d'autre part, suivant les régions, la section minimale des armatures longitudinales est obtenue par interpolation linéaire, en fonction de la longueur, entre les valeurs précédentes.

Exemple : en région parisienne, pour une longueur de balcon entre joints de 10 m, la section minimale d'armatures longitudinales rapportée à la section de béton est de :

$$0,002 + (0,005 - 0,002) \frac{10 - 6}{12 - 6} = 0,004$$

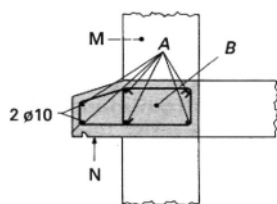
Les armatures dont la section minimale est fixée ci-avant doivent être disposées de telle sorte que l'espacement entre barres voisines n'excède pas la plus petite des deux valeurs : 25 cm ou 2,5 fois l'épaisseur du béton. Elles comportent en outre soit une barre de plus gros diamètre, soit un groupe de barres :

- au voisinage de l'extrémité des éléments en saillie (bandeaux saillants, balcons) ;
- à la partie haute des garde-corps et des acrotères.

Lorsque des joints *diapason* sont prévus, pour éviter que des fissures ne se propagent dans leurs prolongements, il faut prévoir, en fond de joint et au voisinage de la coupure, des armatures dont la section est du même ordre que celle disposée dans l'élément coupé.

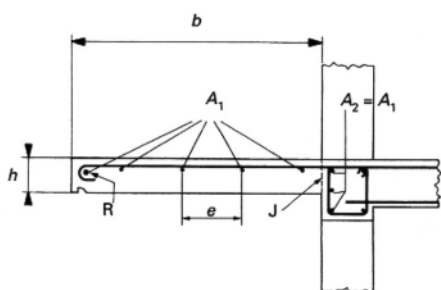
Les figures 1, 2, 3, 4 et 5 donnent des exemples de dispositions d'armatures :

- dans un bandeau saillant (figure 1) ;
- dans une corniche ou balcon recoupés par des joints transversaux rapprochés (figure 2) ;
- dans un balcon avec garde-corps en béton armé (figure 3) ;
- dans des acrotères bas coulés sur place sans joints transversaux (figure 4) ;
- dans des acrotères hauts (figure 5).



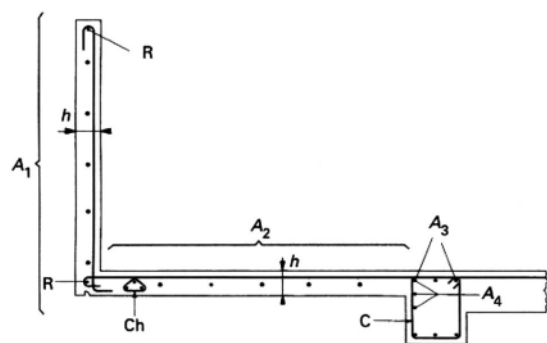
A section totale des armatures (les 2ø10 inclus) M mur
B section prise en compte dans le calcul de A N bandeau
$$A \geq 0,50 \times \frac{B}{100}$$

Figure 1 – Armatures d'un bandeau saillant sans joint



$e \begin{cases} \leq 25 \text{ cm} \\ \leq 2,5 h \end{cases}$
A₁ section totale des armatures (barre R incluse)
A₂ section d'armatures à placer, dans le support, près du fond de joint transversal J
R barre de plus gros diamètre (ø8 ou ø10)
$$A_1 = A_2 = 0,20 \text{ (ou } 0,25) \frac{h b}{100}$$

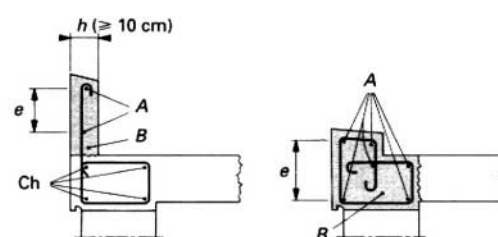
Figure 2 – Armatures d'une corniche ou d'un balcon recoupés par des joints transversaux rapprochés



R barres de plus gros diamètre (ø8 ou ø10)
A₁, A₂ sections des armatures longitudinales du garde-corps (A₁) et du balcon (A₂), barres R incluses
Pourcentage variable entre 0,20 et 0,50 %
Espacement $\leq \text{Min} (2,5 h ; 25 \text{ cm})$. Acier Fe E 500 (ou 400) ou treillis soudé
A₃ barres de diamètre suffisant (ø 6 et ø 8 en principe exclus)
A₄ = A₂ armatures destinées à éviter la propagation de fissures au droit des joints diaphanes éventuels
C cadres relativement rapprochés
Ch chaînage préfabriqué maintenant les armatures en partie supérieure

Cette figure montre également les dispositions à prendre pour maintenir les armatures des porte-à-faux à proximité de la face supérieure.

Figure 3 – Armatures d'un balcon avec garde-corps en béton armé

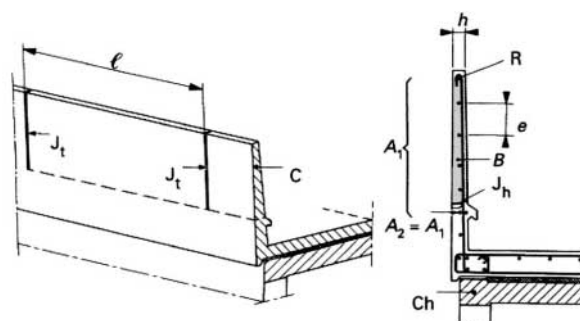


(a) $e \begin{cases} \leq 25 \text{ cm} \\ \leq 2,5 h \end{cases}$ (b) $e \leq 25 \text{ cm}$

e espacement entre barres voisines
A section totale des armatures
B section prise en compte dans le calcul de A
Ch chaînage renforcé

$$A = 0,50 \frac{B}{100}$$

Figure 4 – Acrotères bas coulés sur place sans joints transversaux



e espacement
 ℓ distance entre joints
R barre de plus gros diamètre (ø8 ou ø10)
A₁ section totale des armatures (barre R incluse)
A₂ section d'armatures à placer sous le joint horizontal
B section prise en compte dans le calcul de A₁
C acrotère coulé sur place
Ch chaînage
J_h fond de joint transversal
J_t joints transversaux

$$e \begin{cases} \leq 25 \text{ cm} \\ \leq 2,5 h \end{cases}$$

En région parisienne : $A_1 = 0,20 \text{ (ou } 0,25) \frac{B}{100}$ si $\ell \leq 6 \text{ m}$

$$A_1 = 0,50 \frac{B}{100} \text{ si } \ell \geq 12 \text{ m}$$

Figure 5 – Acrotères hauts coulés sur place : distance entre joints transversaux (coupures) et dispositions des armatures

[Pour les armatures de la partie basse (sous la ligne tiretée), figure 4a]

2. Poutres de planchers

Les planchers visés dans ce paragraphe sont constitués par une dalle horizontale d'épaisseur constante, associée à un système de poutres croisées ou non formant nervures (poutres principales, poutres secondaires, poutrelles). Ils sont sollicités par des charges de pesanteur et éventuellement par des actions climatiques (neige, vent).

2.1 Règles générales

2.1.1 Portées à prendre en compte dans les calculs. Sections d'encastrement à vérifier

- a) La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée :
- entre points d'application des résultantes des réactions d'appui dans le cas de poutres munies d'appareils d'appui ou reposant sur des massifs ou des murs en maçonnerie ;
 - entre les nus des appuis dans les autres cas et en particulier celui, très fréquent, où les éléments de plancher reposent sur des appuis en béton (poutres, poteaux ou voiles).
- b) Pour ces derniers cas, les sections d'appui dont on doit justifier la résistance aux moments d'encastrement sont celles des nus intérieurs des appuis. Les effets des réactions sur les appuis ou sur les nœuds qui doivent équilibrer les moments correspondants sont à considérer.

Dans le cas où le schéma de calcul des sollicitations fait nécessairement intervenir les portées entre axes des appuis (calcul en portique par exemple) et où les appuis ont une grande rigidité, le moment M' au nu intérieur d'un appui peut être notablement inférieur au moment M obtenu dans l'axe de l'appui.

Pour la travée concernée, la justification d'état-limite ultime de la section d'appui est alors à effectuer sous le moment M_u défini par :

$M_u = \text{Max} [M' ; \text{Min}(M'', M)]$

avec M'' moment d'encastrement de la travée supposée parfaitement encastree dans les sections des nus des appuis (figure 6).

2.1.2 Combinaisons d'actions et cas de charge à considérer

Les notations utilisées sont celles du paragraphe 1.2.

2.1.2.1 Éléments de planchers soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, à l'exclusion de toute action climatique

Les seules combinaisons à considérer vis-à-vis des états-limites ultimes sont :

Combinaisons	Travées chargées	Travées déchargées
(1)	$1,35 G + 1,5 Q_B$	$1,35 G$
(2)	$G + 1,5 Q_B$	G

La figure 7 indique les différents cas de charge à considérer dans le cas d'une poutre-console.

2.1.2.2 Éléments de planchers susceptibles d'être soumis aux actions des charges permanentes, des charges d'exploitation et du vent

Aux combinaisons (1) et (2) précédentes s'ajoutent les combinaisons (3) à (6) ci-après :

Combinaisons	Travées chargées	Travées déchargées
(3)	$1,35 G + 1,5 Q_B + W$	$1,35 G + W$
(4)	$G + 1,5 Q_B + W$	$G + W$
(5)	$1,35 G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 Q_B$	$1,35 G + 1,5 W$
(6)	$G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 Q_B$	$G + 1,5 W$

ψ_0 est le coefficient d'accompagnement défini et donné dans la norme NF P 06-001. Sa valeur est de 0,77 pour tous les locaux ($1,3 \psi_0 \approx 1$) à l'exception des archives et des parcs de stationnement, pour lesquels sa valeur est de 0,9 ($1,3 \psi_0 = 1,17$).

Suivant les valeurs respectives des actions Q_B et W et suivant leur signe, certaines combinaisons d'actions ne sont, de toute évidence, pas à retenir. Les combinaisons (1) et (2) peuvent être considérées comme incluses dans (3) et (4) avec $W = 0$. Les deux combinaisons (3) et (4), dans le cas des travées déchargées, sont incluses dans (5) et (6).

Dans les différentes travées d'un portique soumis à l'action de charges d'exploitation et du vent, les charges d'exploitation peuvent être ou non appliquées par travées entières dans les conditions les plus défavorables, mais le vent est à prendre en compte, dans un sens ou dans l'autre, sur l'ensemble des travées.

Dans la grande majorité des cas, on aura normalement à retenir, pour la vérification aux moments de flexion tant sur appuis qu'en travée, la plus défavorable des deux combinaisons :

$$1,35 G + 1,5 Q_B + W$$
$$1,35 G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 Q_B$$

La combinaison $G + 1,5 W$ est éventuellement à prendre en considération dans la vérification aux moments positifs sur appuis.

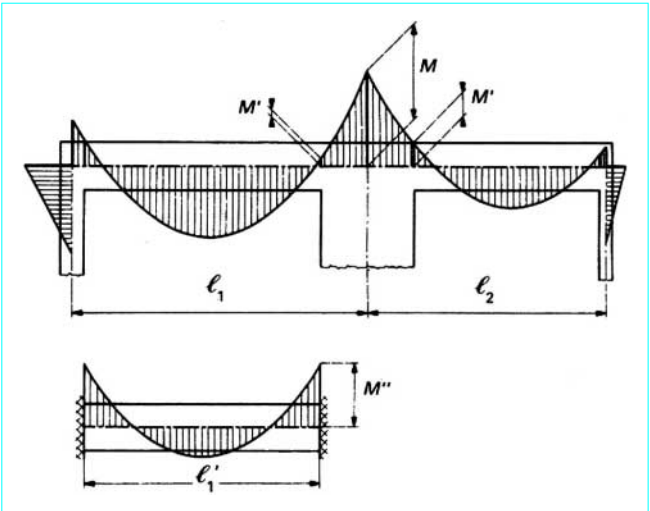


Figure 6 - Moments de continuité

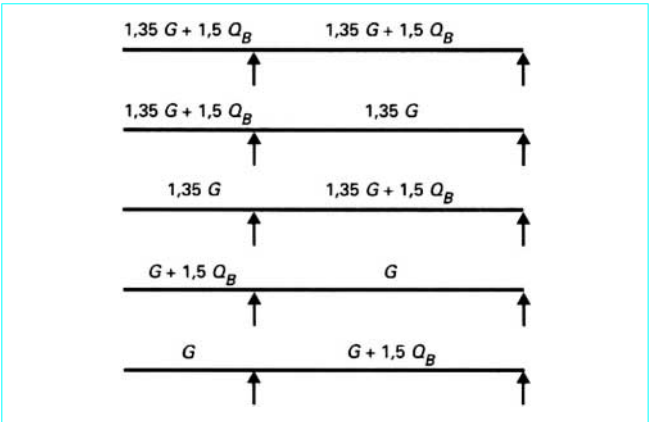


Figure 7 - Cas de charge à considérer à l'état-limite ultime pour une poutre-console

2.1.2.3 Planchers susceptibles d'être soumis à l'action de la neige

Les combinaisons à considérer sont les combinaisons précédentes (1) à (6), en remplaçant W par S_n .

Lorsque l'action de base est la neige, pour une altitude supérieure à 500 m, dans le cas de locaux autres qu'archives et parcs de stationnement, il faut prendre $\psi_0 = 0,85$ ($\approx 1,1 \times 0,77$).

Sur les toitures-terrasses, il est d'usage de prendre en compte soit la charge d'exploitation Q_B , soit la charge de neige S_n , mais non les deux simultanément sauf dans certains cas particuliers comme les parcs de stationnement en terrasse (se reporter aux textes spécifiques).

2.2 Évaluation des charges transmises aux différents éléments

Les charges agissant sur un élément porteur sont d'une part celles qui agissent directement sur lui, d'autre part celles qui lui sont transmises par les éléments qu'il supporte, compte tenu de leur continuité éventuelle.

2.2.1 Charges transmises par les hourdis aux poutres (secondaires ou principales)

On peut admettre la discontinuité des différentes travées de hourdis.

Le mode de transmission habituellement admis est celui représenté sur la figure 8 : les poutres telles que CD portent la charge provenant des trapèzes CDMN, CDM'N' et celles telles que AD portent la charge provenant des triangles AMD, AM'D.

Pour un calcul approché des poutres, on peut remplacer les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges uniformes équivalentes produisant les mêmes réactions d'appui ou le même moment isostatique en travée.

Il revient au même, au lieu de raisonner sur les charges, de considérer que tout se passe comme si les poutrelles et les poutres supportaient de part et d'autre, sur toute leur portée, des bandes de dalle uniformément chargées, de largeur uniforme :

b_V (b_{VW} ou b_{Ve} avec w = ouest = gauche et e = est = droite) pour les calculs relatifs aux efforts tranchants (figure 9a) ;

b_M (b_{MW} ou b_{Me}) pour les calculs relatifs aux moments de flexion (figure 9b).

■ Poutrelles (portée ℓ_y)

● Cas général

On trouve :

$$\text{avec } k_V = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \text{ et } \alpha = \frac{\ell_x}{\ell_y}$$

et :

$$\text{avec } k_M = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right)$$

L'abaque de la figure 10 donne directement les valeurs de k_V (k_{Ve} en fonction de $\alpha_e = \ell_{xe}/\ell_y$, k_{VW} en fonction de $\alpha_w = \ell_{xw}/\ell_y$) et celles de k_M (k_{Me} en fonction de α_e et k_{MW} en fonction de α_w).

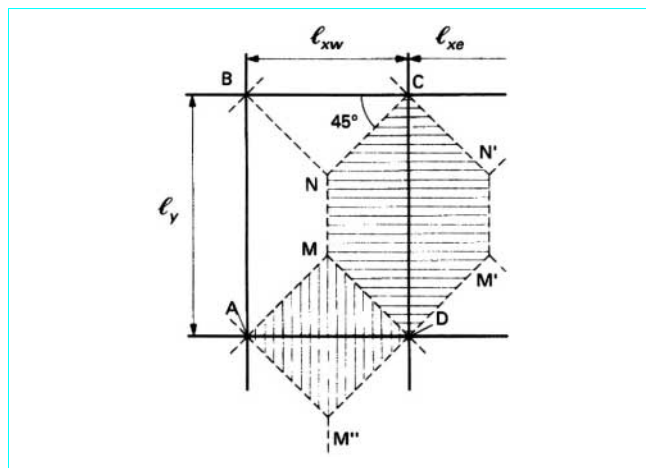


Figure 8 – Transmission des charges d'un hourdis aux poutrelles et aux poutres



Figure 9 – Définition des largeurs des bandes de dalle à considérer pour le calcul des efforts tranchants (a) ou des moments de flexion (b) dans les poutrelles et dans les poutres

On a alors :

$$b_{VW} = k_{VW} \ell_{xw}, \quad b_{Ve} = k_{Ve} \ell_{xe}$$

$$b_{MW} = k_{MW} \ell_{xw}, \quad b_{Me} = k_{Me} \ell_{xe}$$

et, si l'on désigne par p la charge surfacique uniforme de la dalle, les charges fictives équivalentes par unité de longueur sont, dans le cas d'une poutrelle intermédiaire :

— pour le calcul des efforts tranchants :

$$p_V = p (b_{VW} + b_{Ve})$$

— pour le calcul des moments de flexion :

$$p_M = p (b_{MW} + b_{Me})$$

Pour une poutrelle de rive, $\ell_{xw} = 0$ ou $\ell_{xe} = 0$, selon le cas.

● Cas particulier

$$\ell_{xw} = \ell_{xe} = \ell_x$$

Dans ce cas :

$$b_{VW} = b_{Ve} = k_V \ell_x; \quad b_{MW} = b_{Me} = k_M \ell_x$$

et les charges par unité de longueur valent :

— pour une poutrelle intermédiaire :

$$p_V = 2k_V p \ell_x, \quad p_M = 2k_M p \ell_x$$

— pour une poutrelle de rive (la bande chargée b_V ou b_M n'étant alors que d'un seul côté) :

$$p_V = k_V p \ell_x, \quad p_M = k_M p \ell_x$$

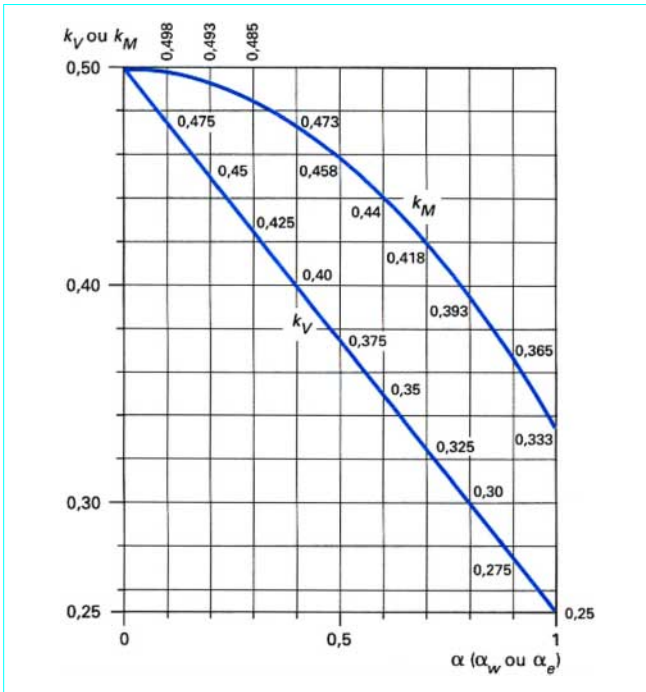


Figure 10 – Coefficients k_V et k_M permettant le calcul des largeurs des bandes de dalle b_V et b_M

■ Poutres principales (portée L)

- Si $L \approx \ell_x$, le chargement est triangulaire. Dans ce cas, on trouve $k_V = 1/4$, $k_M = 1/3$ d'où : $b_V = \ell_x/4$ et $b_M = \ell_x/3$.

— Pour une poutre intermédiaire (charge de part et d'autre) :

$$p_V = p \frac{\ell_x}{2}, \quad p_M = 2 p \frac{\ell_x}{3}$$

— Pour une poutre de rive (charge d'un seul côté) :

$$p_V = p \frac{\ell_x}{4}, \quad p_M = p \frac{\ell_x}{3}$$

- Pour une poutre supportant n charges triangulaires différentes (ℓ_{xi} variables) ou égales (ℓ_{xi} constants), le chargement est en « dents de scie » (figure 11).

— Pour une poutre intermédiaire : chaque dent de scie représente une charge $\frac{1}{2} p \ell_{xi} \left[2 \frac{\ell_{xi}}{2} \right]$ soit $\frac{p \ell_{xi}^2}{2}$. L'ensemble de toutes les dents de scie peut être remplacé par une charge uniforme équivalente, telle que :

$$p_V = p_M = p \frac{\sum \ell_{xi}^2}{2L}$$

Si tous les ℓ_{xi} sont égaux :

$$p_V = p_M = n \frac{p \ell_x^2}{2L}$$

Enfin, si l'on peut admettre $L \approx n \ell_x$:

$$p_V = p_M = \frac{p \ell_x}{2}$$

— Pour une poutre de rive : toutes les valeurs précédentes doivent être divisées par 2 (coefficient 2 au dénominateur à remplacer par 4).

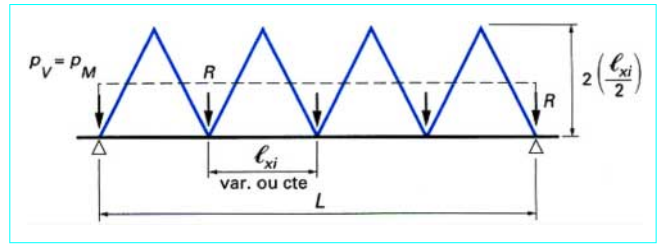


Figure 11 – Charges transmises par une dalle à une poutre principale (R , réactions d'appui concentrées des poutrelles)

Dans le calcul des poutres, il faut tenir compte des réactions d'appui localisées des poutrelles orthogonales. Si celles-ci sont très rapprochées, on peut considérer que leurs réactions concentrées sont équivalentes à une charge uniforme de valeur $p \ell_y$ par unité de longueur.

Remarque importante

Les largeurs définies ci-avant (b_{Vw} , b_{Ve} , b_{Mw} , b_{Me}) n'interviennent que pour le **calcul des sollicitations** (V et M).

Pour le **calcul des sections**, la largeur de table efficace b doit être déterminée selon les règles données en [C 2 306].

2.2.2 Charges transmises par les poutrelles aux poutres

a) Pour les planchers à **charge d'exploitation modérée**, on peut admettre la discontinuité des différents éléments sauf :

— pour les travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité :

- soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés selon la méthode exposée au paragraphe 2.3.1,

• soit, ce qui revient sensiblement au même, en majorant forfaitairement les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 % pour les poutrelles à deux travées et de 10 % pour celles à plus de deux travées ;

— pour les travées de rive prolongées par une console, où l'on tient compte de l'effet de console.

b) Pour les planchers à **charge d'exploitation relativement élevée**, dans la transmission des charges des poutres secondaires aux poutres principales, on doit tenir compte de la continuité des poutres secondaires en envisageant que les charges variables sont appliquées de part et d'autre de la poutre principale. Les moments de continuité sont alors évalués par la méthode exposée au paragraphe 2.3.2.

2.3 Méthodes simplifiées de calcul des planchers

Les méthodes qui suivent ne sont pas applicables au calcul des poutres n'appartenant pas à un plancher telles que, par exemple, les poutres sous chemin de roulement des ponts roulants, qui demeurent justiciables des méthodes de calcul en continuité théorique ou en portiques.

Les poutres de plancher sont généralement continues, mais leur étude par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux serait très longue et pratiquement inextricable, et ne serait valable que pour une exécution rigoureusement conforme aux hypothèses de calcul.

On constate d'ailleurs :

a) que si l'on effectue les calculs par les méthodes de la Résistance des Matériaux, les poteaux, à l'exception de ceux de rive, subissent des moments de flexion en général négligeables. Chaque file de poutres peut donc être considérée comme une poutre continue reposant librement sur ses appuis intermédiaires et plus ou moins encastrée sur ses appuis de rive ;

b) que si l'on essaie un plancher par chargement direct, les effets des charges des travées éloignées s'atténuent plus vite que ne l'indiquent les calculs classiques de Résistance des Matériaux.

En pratique, les cas de chargement peuvent donc se limiter aux suivants :

- pour une travée : charges appliquées à la travée considérée et aux deux travées qui l'encadrent ;
- pour un appui : charges appliquées aux deux travées encadrant l'appui considéré.

2.3.1 Méthode forfaitaire applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée (Annexe E1 des Règles BAEI)

2.3.1.1 Adaptation entre sections

Dans les systèmes hyperstatiques, des phénomènes d'adaptation entre sections peuvent se produire. Ils se traduisent par le fait que la distribution réelle des moments en travée et sur appuis peut différer notablement de la distribution résultant de la théorie élastique. En effet, si par exemple les sections sur appui ont été insuffisamment armées vis-à-vis du moment « réel » (inconnu) qui s'y produit, elles se fissureront et se déformeront : le moment y diminuera au détriment des sections en travée où le moment augmentera. Ce qui importe n'est donc pas la valeur des sections d'armatures en travée et sur appui considérées isolément, mais leur total, qui doit dépasser sensiblement la section nécessaire pour équilibrer le moment isostatique, afin de permettre ce transfert de moments sans inconvénients majeurs. La déformation des sections s'accompagne en effet de leur fissuration. Il faut cependant noter que l'adaptation n'étant pas un phénomène réversible, il ne peut y être fait appel en cas de charges d'exploitation élevées, rapidement variables ou alternées.

2.3.1.2 Domaine d'application

Compte tenu de ce qui précède, on peut donc choisir arbitrairement, mais toutefois entre certaines limites, les valeurs des moments sur appuis et en travée. Cette méthode forfaitaire s'applique essentiellement aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) des planchers des constructions courantes (§ 1.1), c'est-à-dire ceux dans lesquels la somme q_B des charges variables et celle g des charges permanentes sont telles que :

$$q_B \leq 2 g \text{ ou } q_B \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

2.3.1.3 Conditions d'application de la méthode

■ Premier cas

Ce cas est celui où simultanément :

- a) les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- b) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
- c) la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Soit :

M_0 la valeur maximale du moment isostatique (moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée libre que la travée étudiée et soumise aux mêmes charges) ;

M_w, M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite ;

M_t le moment maximal dans la travée étudiée ;

α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation :

$$\alpha = \frac{q_B}{g + q_B}$$

Les valeurs de M_t , M_w et M_e prises en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes (tableau 1) :

1. $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0,3 \alpha) M_0 ; 1,05 M_0] ;$
2. $M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire ;
3. $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive ;
4. $M_e \geq 0,60 M_0$ et $M_w \geq 0,60 M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées,
 $M_e \geq 0,50 M_0$ et $M_w \geq 0,50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,
 $M_e \geq 0,40 M_0$ et $M_w \geq 0,40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tableau 1 – Valeurs numériques des coefficients des seconds membres des conditions 1, 2 et 3 de la méthode forfaitaire en fonction de α

	$q_B \leq g/5$	$q_B = g/4$	$q_B = g/2$	$q_B = g$	$q_B = \frac{3}{2}g$	$q_B = 2g$
α	$\leq 1/6$	1/5	1/3	1/2	3/5	2/3
$1 + 0,3 \alpha$	1,05	1,06	1,10	1,15	1,18	1,20
$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2}$	0,525	0,53	0,55	0,575	0,59	0,60
$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2}$	0,625	0,63	0,65	0,675	0,69	0,70

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, cet appui doit être constitué (section et ancrage des armatures) pour équilibrer le moment pris en compte.

■ Deuxième cas

Si une ou plusieurs des trois conditions a , b ou c énoncées pour le premier cas ne sont pas satisfaites, on peut employer la méthode exposée au paragraphe 2.3.2, mais en multipliant les valeurs trouvées pour les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par un coefficient compris entre 1 et 2/3 (méthode dite « Caquot minorée »).

2.3.1.4 Longueur des chapeaux et arrêts des barres inférieures de second lit

Normalement, la longueur des chapeaux et les arrêts des barres inférieures de second lit sont déterminés à partir du tracé des courbes enveloppes. Celui-ci peut être effectué en affectant à chaque cas de charge (charge permanente seule ou charge permanente plus

charge d'exploitation) la part des moments sur appuis qui lui correspond – dans l'hypothèse des travées adjacentes soumises ou non à la charge d'exploitation – par une règle de proportionnalité appliquée aux moments retenus.

Toutefois, lorsque les charges peuvent être considérées comme uniformément réparties et que $q_B \leq g$, on peut se dispenser du tracé des courbes enveloppes sous réserve de prendre les dispositions suivantes (figure 12).

Si l'on adopte pour les moments sur appuis les valeurs absolues minimales définies précédemment (§ 2.3.1.3, condition 4), à moins de justifications plus précises, la longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- à leur longueur d'ancrage, dans tous les cas et ;
- à 1/5 de la portée la plus grande des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive, ou ;
- à 1/4 de la portée la plus grande des deux travées encadrant l'appui considéré, s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis (premier indice : n° de la travée ; deuxième indice : n° du lit) :

$$A_{1,1} \geq A_{1,2} ; A_{2,1} \geq A_{2,2} ; \dots ; \text{etc.}$$

Dans chaque travée, les armatures de second lit ($A_{1,2}$; $A_{2,2}$; ... ; etc.) sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale au 1/10 de la portée de la travée considérée.

Remarques

- 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.
- La disposition des ancrages des chapeaux et des barres inférieures de renfort doit être telle qu'elle ne favorise pas la formation de fissures sensiblement inclinées à 45°. Dans le cas de barres arrêtées par scellement droit, aucune prescription particulière n'est à respecter. Lorsqu'on emploie des crochets, il faut les décaler de h comme indiqué sur la figure 13.

2.3.2 Méthode Caquot applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée (Annexe E2 des Règles BAEL)

Cette méthode est une méthode de continuité simplifiée ; elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

- de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre (due à la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure qui a pour effet de réduire, par rapport à la continuité théorique, les moments sur appuis et d'accroître corrélativement les moments en travée) ;
- de l'amortissement, plus important que ne le prévoit la continuité théorique, des effets des chargements des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre de travées recevant les charges d'exploitation.

La méthode Caquot peut être appliquée en tenant compte ou non de la solidarité des poutres et des poteaux.

2.3.2.1 Domaine d'application

En dehors du cas évoqué ci-avant (deuxième cas de la méthode forfaitaire, § 2.3.1.3), cette méthode s'applique essentiellement aux planchers des **constructions industrielles** définies au paragraphe 1.1 dans lesquels, en particulier, $q_B > 2g$ ou $q_B > 5 \text{ kN/m}^2$.

2.3.2.2 Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux

2.3.2.2.1 Principe de calcul des moments sur appuis

Considérons dans une poutre continue à section constante deux travées ℓ_i et ℓ_{i+1} respectivement soumises à des charges uniformes p_i et p_{i+1} (figure 14).

Assimilons les points A'_{i-1} et A'_{i+1} , où la courbe des moments coupe la ligne des appuis à des *appuis fictifs libres*. L'étude d'une poutre continue à travées multiples peut alors se ramener à l'étude d'une succession de poutres à deux travées de portées ℓ'_i et ℓ'_{i+1} dont les moments sont nuls au droit des appuis extrêmes ($M_{i-1} = 0$, $M_{i+1} = 0$). Sur l'appui central d'une telle poutre :

$$M_i = - \frac{p_i \ell_i'^3 + p_{i+1} \ell_{i+1}'^3}{8(\ell'_i + \ell'_{i+1})}$$

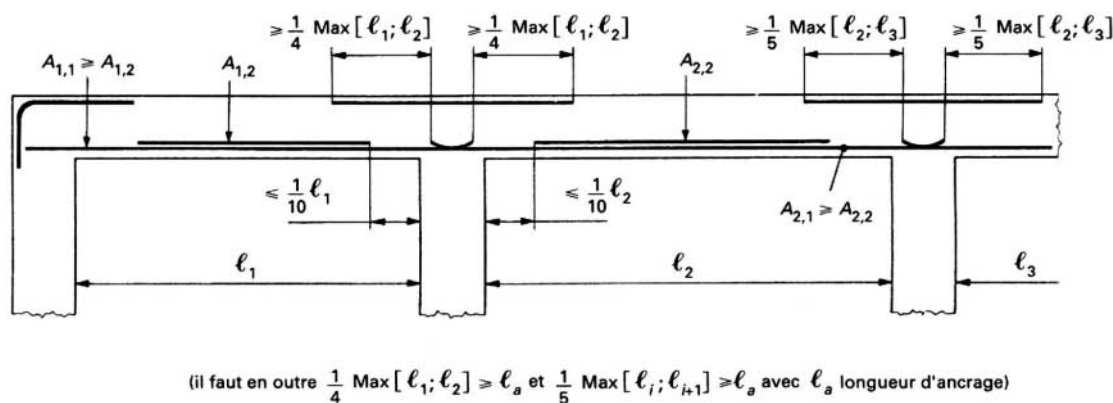


Figure 12 – Règles concernant les arrêts des armatures

Pour tenir compte de la variation des moments d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne, on remplace au dénominateur le coefficient 8 par le coefficient 8,5.

Pour une charge concentrée P_j située à la distance a_j de l'appui A_i , on trouve :

$$M_i = -\frac{1}{2} \frac{a_j}{\ell'_i} \left(1 - \frac{a_j}{\ell'_i}\right) \left(2 - \frac{a_j}{\ell'_i}\right) \frac{P_j \ell_i'^2}{\ell'_i + \ell'_{i+1}}$$

Comme précédemment, pour tenir compte de la variation d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne, on remplace au dénominateur le coefficient 2 par le coefficient 2,125. On peut alors poser, de façon générale :

$$k = \frac{1}{2,125} \frac{a}{\ell'} \left(1 - \frac{a}{\ell'}\right) \left(2 - \frac{a}{\ell'}\right)$$

Enfin, l'étude des poutres continues montre que, dans une travée intermédiaire de portée ℓ , les points de moment nul sont situés sensiblement à $0,2 \ell$ des appuis. D'où finalement la méthode de calcul suivante.

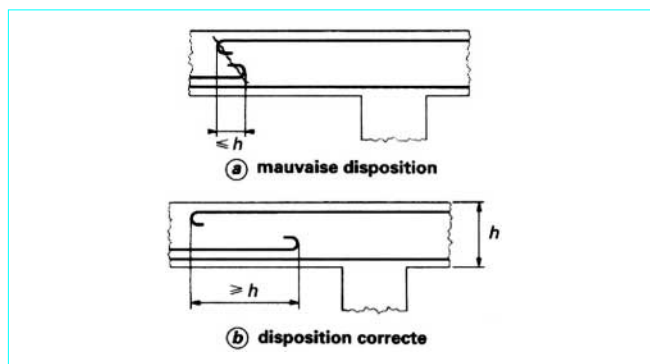


Figure 13 - Décalage des arrêts d'armatures

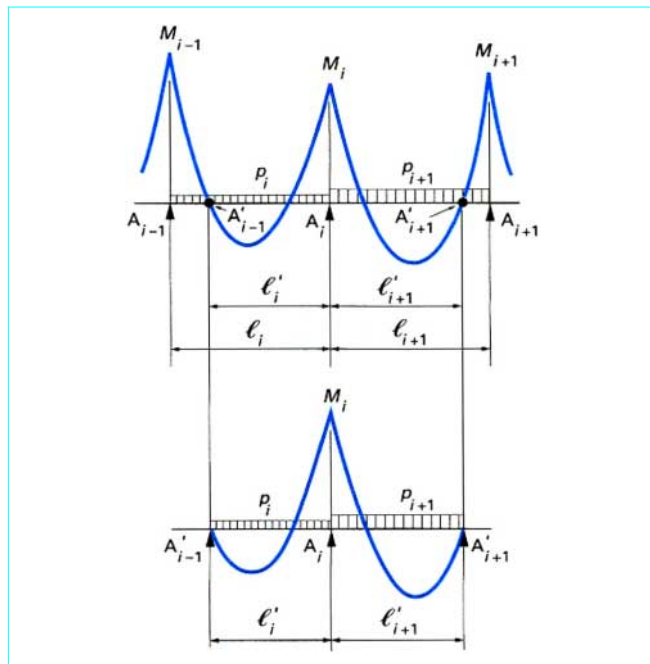


Figure 14 - Principe de la méthode Caquot

2.3.2.2.2 Calcul des moments sur appuis

Les moments dans les sections des nus d'un appui sont évalués en ne tenant compte que des charges des deux travées adjacentes (à gauche indice w et à droite indice e).

De chaque côté de l'appui, on détache des travées fictives de longueurs ℓ'_w et ℓ'_e , avec :

$\ell' = \ell$ portée libre de la travée si celle-ci est simplement posée sur l'autre appui (et sans porte-à-faux au-delà) ;
 $\ell' = 0,8 \ell$ si elle est continue au-delà de l'autre appui.

■ Une charge uniforme p_w sur la travée de gauche et p_e sur la travée de droite donnent un moment d'appui égal à :

$$M_i = -\frac{p_w \ell_w'^3 + p_e \ell_e'^3}{8,5 (\ell'_w + \ell'_e)}$$

Si la poutre est munie de goussets standards (figure 15), il convient de substituer au coefficient 8,5 le coefficient 7,7.

■ Toute charge concentrée P_{wj} (ou P_{ej}) agissant à la distance a_{wj} (ou a_{ej}) du nu de l'appui donne un moment d'appui égal à :

$$-\frac{k_{wj} P_{wj} \ell_w'^2}{\ell'_w + \ell'_e} \left(\text{ou } \frac{k_{ej} P_{ej} \ell_e'^2}{\ell'_w + \ell'_e} \right)$$

Les valeurs de k_{wj} (ou k_{ej}) sont données, en fonction du rapport a_{wj}/ℓ'_w (ou a_{ej}/ℓ'_e), par l'échelle fonctionnelle de la figure 16.

On a donc :

$$M_i = -\left[\frac{\ell_w'^2}{\ell'_w + \ell'_e} \sum_{a_w=0}^{a_w=\ell'_w} k_{wj} P_{wj} + \frac{\ell_e'^2}{\ell'_w + \ell'_e} \sum_{a_e=0}^{a_e=\ell'_e} k_{ej} P_{ej} \right]$$

Nota : pour les poutres appuyées à une extrémité et encastrées à l'autre, faire $\ell'_w = 0$ (ou $\ell'_e = 0$) dans les formules ; pour les poutres encastrées aux deux extrémités, faire $\ell'_w = 0,8 \ell_w$ et $\ell'_e = 0$ (ou $\ell'_e = 0,8 \ell_e$ et $\ell'_w = 0$) .

2.3.2.2.3 Moments en travée

— Commencer par chercher pour les diverses combinaisons d'actions les cas de charge donnant les moments d'appui maximaux et minimaux (en valeur absolue), chaque charge étant affectée de son coefficient partiel de sécurité correspondant à l'état-limite considéré (§ 2.1.2). En dehors du cas des travées prolongées par un porte-à-faux, il suffit en principe de considérer à l'état-limite ultime l'action 1,35 G dans toutes les travées et l'action 1,5 Q_B dans les travées chargées ou 0 dans les travées déchargées (G et Q_B ou 0 à l'état-limite de service).

— Tracer la courbe des moments de la travée indépendante de portée ℓ d'une part avec les charges permanentes seules, d'autre part avec les charges permanentes et les charges variables, les charges transmises par les panneaux de dalle étant transformées en charges uniformes équivalentes p_M (§ 2.2).

— En déduire la courbe enveloppe des moments de flexion qui permet de déterminer les arrêts des barres compte tenu de la **règle du décalage** [C 2 308].

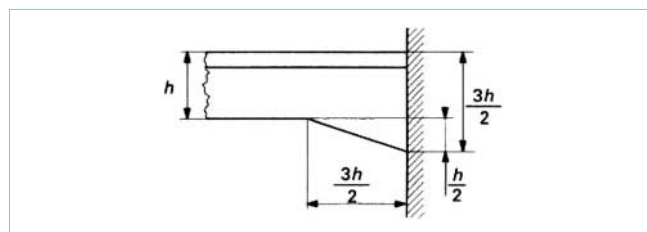


Figure 15 - Gousset standard

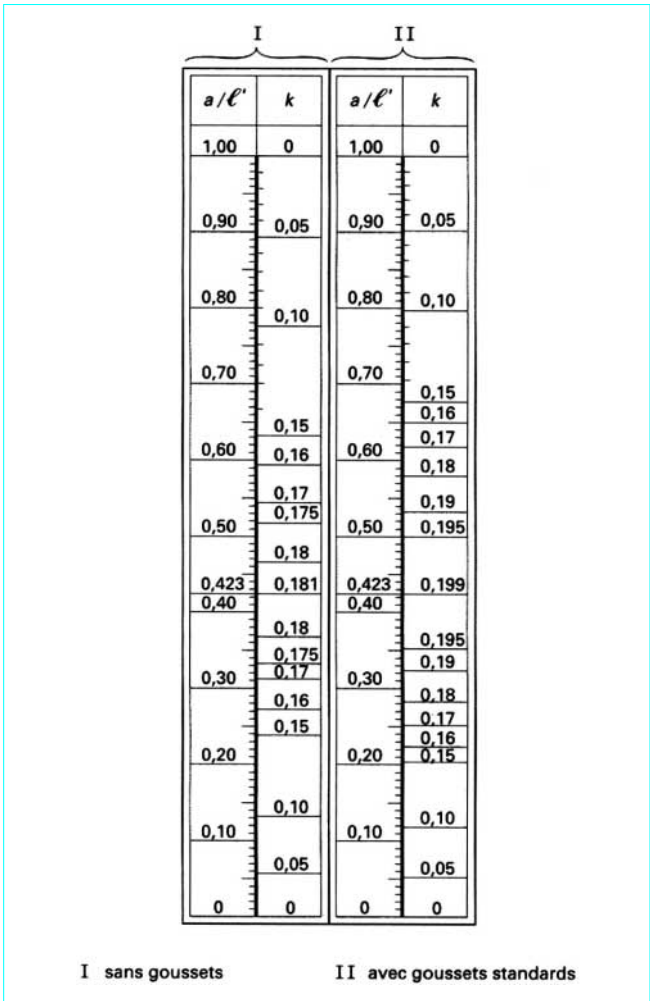


Figure 16 – Échelle fonctionnelle pour le calcul des moments dus aux charges concentrées

Les figures 17a, b, c et d donnent les différents cas de charge que l'on doit, en principe, considérer pour le tracé de la courbe enveloppe des moments de flexion.

2.3.2.2.4 Efforts tranchants d'appui

Les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité. En ce qui concerne les charges transmises par les panneaux de dalle, il faut prendre, ici, les charges uniformes équivalentes p_V (§ 2.2).

Il est rappelé que la disposition des charges d'exploitation conduisant au moment maximal sur un appui donne également l'effort tranchant maximal sur cet appui (figure 17a).

2.3.2.2.5 Efforts tranchants en travée

À partir des efforts tranchants d'appui, on trace les diagrammes des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les charges d'exploitation en supposant pour ces dernières la

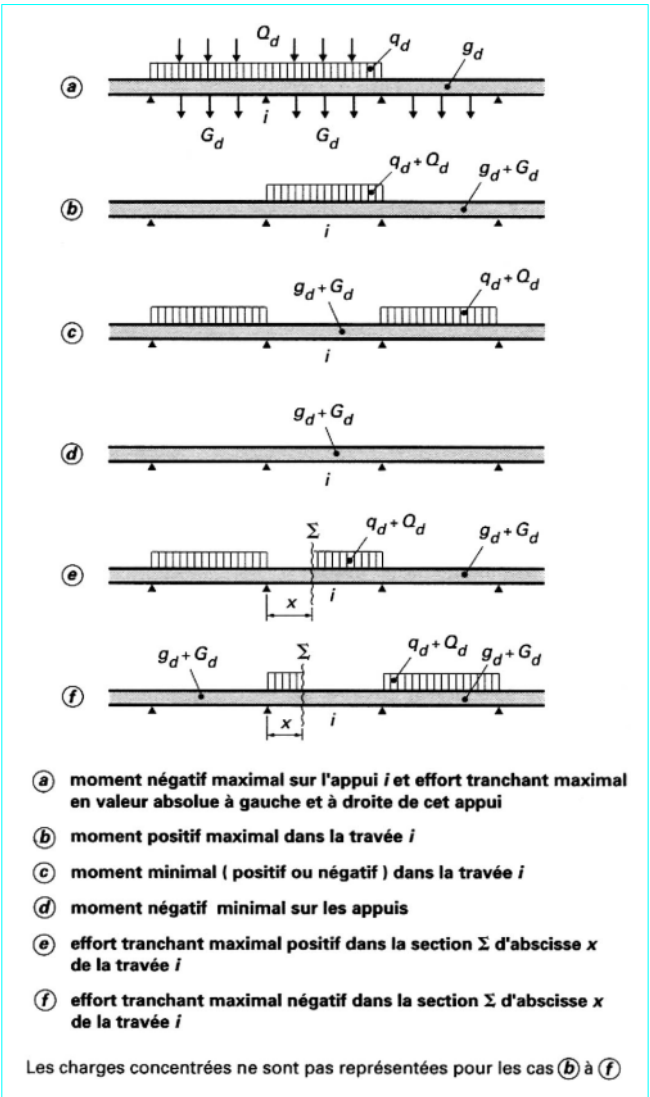


Figure 17 – Cas de charge déterminants

répartition la plus défavorable. Il est rappelé que le maximum de l'effort tranchant d'un signe déterminé dans une section Σ dû à une charge d'étendue variable s'obtient en chargeant toute la région de la poutre où les ordonnées de la ligne d'influence ont ce même signe.

En particulier, à mi-portée d'une travée isostatique de portée ℓ supportant une charge variable q d'étendue variable (q_u ou q_{ser}), on a :

$$V = \pm q \frac{\ell}{8}$$

et non $V = 0$.

Les cas de charge à considérer en résultent (figures 17a, e et f).

2.3.2.3 Poutres à moment d'inertie variable d'une travée à l'autre et non solidaires des poteaux

En désignant par :

I_w le moment d'inertie de la travée de gauche (béton seul) ;

I_e le moment d'inertie de la travée de droite (béton seul), et en posant :

$$K_w = \frac{I_w}{\ell'_w} \quad \text{et} \quad K_e = \frac{I_e}{\ell'_e}$$

la méthode de calcul est la même que dans le cas précédent, à condition de remplacer les formules du paragraphe (§ 2.3.2.2.2) par les suivantes :

— moment sur appui dû à des charges uniformes :

$$-\frac{K_e p_w \ell'_w{}^2 + K_w p_e \ell'_e{}^2}{8,5 (K_e + K_w)}$$

(substituer 7,7 à 8,5 en cas de goussets normaux) ;

— moment sur appui dû à toute charge concentrée :

$$-\frac{K_e k_{wj} P_{wj} \ell'_w}{K_e + K_w} \left(\text{ou} \frac{K_w k_{ej} P_{ej} \ell'_e}{K_e + K_w} \right)$$

2.3.2.4 Poutres continues solidaires des poteaux qui les supportent

Ce cas est en particulier celui des appuis de rive des poutres principales où l'on doit tenir compte de la raideur des poteaux de rive. Les principes essentiels de calcul sont les suivants.

Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui (sections à vérifier) sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche, indice w , et travée de droite, indice e) et de la résistance offerte par les tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud considéré [tronçon inférieur, indice s (sud) et tronçon supérieur, indice n (nord)] (figure 18).

De chaque côté des appuis, on détache des travées fictives dont les longueurs, désignées par ℓ' (avec indice w ou e), sont précisées par les Règles BAEL en fonction de la portée réelle ℓ entre nus, tant pour les travées intermédiaires que pour les travées de rive.

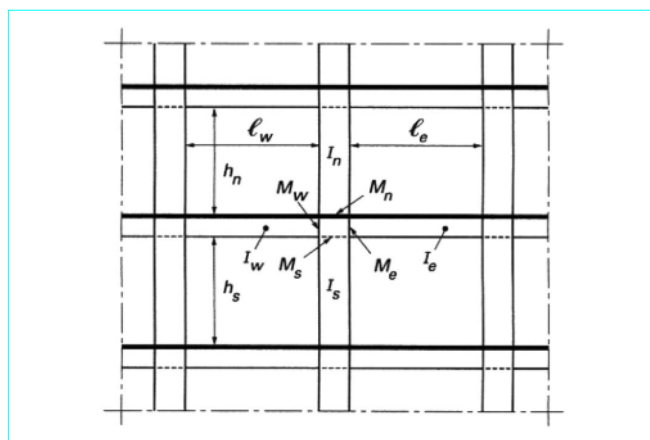


Figure 18 – Notations utilisées dans la méthode de calcul des poutres continues solidaires des poteaux qui les supportent

On détache de même au-dessus (nord) et au-dessous (sud) de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux de hauteurs h'_n et h'_s , lesquelles sont définies en fonction de h_n et h_s , tant pour les étages intermédiaires que pour les étages extrêmes (supérieur ou inférieur).

Les Règles BAEL donnent les valeurs des moments de flexion M_w , M_e , M_n , M_s dans les sections à vérifier, en fonction :

- des portées et hauteurs fictives ℓ'_w , ℓ'_e , h'_n , h'_s ;
- des raideurs :

- pour les poutres :

$$K_w = I_w / \ell'_w, \quad K_e = I_e / \ell'_e$$

- pour les poteaux :

$$K_n = I_n / h'_n, \quad K_s = I_s / h'_s$$

où les I désignent respectivement les moments d'inertie des sections transversales de la travée de gauche (I_w), de la travée de droite (I_e), du poteau supérieur (I_n) et du poteau inférieur (I_s) ;

- des charges uniformément réparties p_w et p_e respectivement appliquées dans les travées de gauche et de droite ;
- de toute charge concentrée P_w ou P_e appliquée dans les mêmes travées et de la distance de cette charge à l'appui considéré.

Par simplification, il n'est pas fait état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ni des efforts normaux dans les poutres.

2.4 État-limite d'ouverture des fissures. Condition de non-fragilité

■ En règle générale, pour les **constructions courantes**, sauf cas particuliers tels que :

- locaux présentant une forte humidité de façon quasi permanente (buanderies, douches collectives, etc.) ;
- éléments d'ossature particulièrement exposés,

il est admis de ne pas effectuer de vérification de l'état-limite d'ouverture des fissures.

Cette latitude implique d'une part le respect des dispositions constructives concernant la répartition et l'enrobage des armatures et d'autre part la mise en œuvre d'un béton de bonne compacité.

En revanche, les ouvrages dont certains éléments peuvent être en contact avec l'eau sont à vérifier selon les indications données en [C 2 306] ou, éventuellement (réservoirs et cuves, ouvrages immergés de bâtiment), selon des règles spécifiques [96] [103].

■ Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales tendues doivent présenter une section au moins égale à 0,001 fois l'aire de la section droite de la poutre.

Sur les appuis d'une poutre continue, cette vérification est inutile si la section prévue en travée de manière à satisfaire cette condition équilibre le moment isostatique ou si la section en travée majorée de la demi-somme des sections sur appuis est au moins égale à 0,002 fois l'aire totale de la section droite de la poutre.

Sur les appuis d'équilibrage des porte-à-faux en revanche, la vérification de la condition de non-fragilité demeure indispensable.

Une majoration de 20 % de la section d'acier calculée en flexion dispense de l'application de la condition de non-fragilité.

2.5 État-limite de déformation par flexion

Parmi les incidents auxquels ont donné lieu les constructions en béton armé, un grand nombre a pour cause la déformation excessive des éléments fléchis. Ces incidents ne mettent généralement pas en cause le bon comportement des ouvrages en béton armé

eux-mêmes, ils affectent le plus souvent les revêtements de sols ou de plafonds et surtout les cloisons, et les réparations qu'ils nécessitent entraînent des frais importants. Les exigences formulées par certains maîtres d'œuvre, relativement à la retombée des poutres ou à l'épaisseur des planchers, l'accroissement des contraintes sous charges de service, la réduction des délais de construction sont autant de facteurs susceptibles d'aggraver l'importance de ces incidents.

2.5.1 Dispositions générales

Les déformations des différents éléments de planchers doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses des calculs.

S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état-limite de déformation par un calcul de flèche (§ 2.5.2).

Toutefois, il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul pour des poutres de **constructions courantes** associées à un hourdis, remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{\ell} \geq \text{Max} \left[\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}; \frac{1}{16} \right]$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

avec b_0 largeur de la nervure,
 d hauteur utile,
 f_e (MPa) limite d'élasticité des armatures,
 h hauteur totale de la section,
 ℓ portée libre entre nus,
 A section d'armatures tendues,
 M_0 valeur maximale du moment isostatique (§ 2.3.1.3),
 M_t moment fléchissant maximal en travée.

Dans le cas de planchers supportant des cloisons, cette tolérance n'est acceptable que si $\ell \leq 8$ m.

2.5.2 Évaluation des flèches

Le calcul des flèches est effectué en appliquant les principes énoncés en [C 2 306] et en utilisant les méthodes de la Résistance des Matériaux :

— les effets des charges permanentes sont différenciés de ceux des charges variables et, notamment en ce qui concerne la tenue des revêtements et des cloisons, l'ordre dans lequel interviennent les diverses charges dont on veut évaluer les effets est à prendre en compte ;

— l'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues est prise en compte en substituant au moment d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène (avec $n = 15$) un moment d'inertie fictif I_f .

Les Règles BAEL donnent les formules empiriques suivantes :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_\mu}$$

avec :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \text{ pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \text{ pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = \text{Max} \left[1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right]$$

avec f_{t28} résistance caractéristique du béton à la traction,
 σ_s contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré,
 b_0 largeur de la nervure,
 b largeur de la table de compression,
 ρ rapport $A/b_0 d$.

Les courbures sont définies par :

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M_{ser}}{E_i I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M_{ser}}{E_v I_{fv}}$$

avec I_{fi} et I_{fv} (m^4) moments d'inertie correspondant respectivement à λ_i et λ_v ,
 E_i et E_v (MPa) modules de déformation longitudinale correspondants ($E_v = E_i/3$),
 M_{ser} (MN · m) moment fléchissant dans la section considérée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état-limite de service envisagée.

À défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, les flèches f_i et f_v peuvent, de manière approchée, être prises :

a) pour les **poutres simplement appuyées ou continues** et les **bandes de dalles continues ou non, portant dans le sens de la petite portée**, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} \ell^2}{10 E_i I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M_{ser} \ell^2}{10 E_v I_{fv}}$$

avec ℓ portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée,

M_{ser} moment fléchissant maximal dans cette travée produit par le cas de charge correspondant à la combinaison d'état-limite de service envisagée ;

b) pour les **console, à leur extrémité**, égales à :

$$f_i = \frac{M_{ser} \ell^2}{4 E_i I_{fi}} \text{ et } f_v = \frac{M_{ser} \ell^2}{4 E_v I_{fv}}$$

Si la rotation de la section d'encastrement ne peut être considérée comme négligeable, le déplacement de l'extrémité de la console qui en résulte doit être ajouté à f_i ou à f_v .

Pour déterminer la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons, on doit calculer successivement les flèches ci-après, en prenant en compte, dans l'évaluation de μ , la valeur de σ_s correspondant au cas de charge envisagé :

f_{gi} et f_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes ;
 f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons ;
 f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

La quantité :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

représente la **flèche nuisible**, à comparer aux limites admissibles (§ 2.5.3).

Le processus de déformation des poutres a un caractère aléatoire, étroitement lié à la formation et au développement de la fissuration à la fois dans l'élément considéré et dans les éléments voisins non pris en compte dans l'estimation de la résistance mais pouvant concourir au renforcement de la rigidité de l'ensemble.

En conséquence, toute recherche d'une identité entre la flèche Δf_t calculée et la flèche Δf_t constatée en œuvre serait vaine.

L'ensemble des opérations précédentes n'a d'autre but que de s'assurer que, en fonction des paramètres essentiels de la déformation, la structure présente une raideur acceptable eu égard aux fonctions qu'elle doit remplir.

2.5.3 Valeurs limites des flèches

En principe les valeurs limites sont liées aux conditions spécifiques d'exploitation des ouvrages et sont fixées par des textes particuliers.

On admet généralement que la part de flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser :

— pour des **éléments supports reposant sur deux appuis**, les valeurs :

$$\frac{\ell}{500} \text{ si } \ell \leq 5 \text{ m}$$

$$0,5 \text{ cm} + \frac{\ell}{1000} \text{ si } \ell > 5 \text{ m}$$

— et pour les **éléments supports en console**, la valeur :

$$\frac{\ell}{250} \text{ si } \ell \leq 2 \text{ m}$$

avec ℓ portée de la console.

Dans le cas de cloisons non superposées et dans celui de grandes portées, il est possible de réduire les risques de fissuration des cloisons en maçonnerie traditionnelle en reliant entre eux les planchers superposés ou en prévoyant des raidisseurs incorporés ou des semelles compressibles, ces dernières étant de toute façon requises pour éviter la mise en compression de certaines cloisons légères [DTU 20.1 et DTU 25.31].

2.6 Disposition des armatures

2.6.1 Armatures longitudinales

■ Armatures tendues

Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, la distance entre axes de deux barres consécutives dans le sens horizontal est au plus égale à quatre fois leur diamètre (trois fois si la fissuration est très préjudiciable).

■ Armatures comprimées

Seules les armatures longitudinales de compression de diamètre \varnothing_ℓ maintenues par des armatures transversales espacées d'au plus 15 \varnothing_ℓ peuvent être prises en compte dans les calculs de résistance.

La part du moment de flexion équilibré en compression par ces armatures doit être dans tous les cas inférieure à 40 % du moment agissant ultime total (les moments étant évalués au centre de gravité des aciers tendus dans le cas de la flexion composée).

■ Armatures de peau

Des armatures HA, dénommées « armatures de peau », sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (5 cm² si la fissuration est très préjudiciable). Toutefois, pour les poutres dont la portée n'excède pas une longueur de l'ordre de 25 m et dont la largeur de l'âme n'est pas inférieure à 0,15 m :

- si la fissuration est peu préjudiciable, on est dispensé de fournir des justifications pour les aciers constituant les armatures de peau ;
- si la fissuration est préjudiciable, ce qui est le cas des parements exposés aux intempéries et/ou aux condensations, une section d'armatures de peau d'au moins 1 cm² par mètre de paroi est considérée, pour ces parements, comme suffisante.

2.6.2 Armatures transversales

Les armatures transversales et les armatures des hourdis éventuellement associés à l'âme ont pour rôles :

- d'armer l'âme et de la coudre efficacement aux membrures comprimées et tendues sous l'effet des sollicitations tangentielles [C 2 308] ;
- d'armer l'âme de façon à assurer la transmission des charges localisées [C 2 308] ;
- d'armer transversalement les membrures comprimées et tendues le plus près possible de leur contour de façon à résister au glissement longitudinal [C 2 308].

Dans le cas où il n'est pas disposé de cadres généraux ou de systèmes de cadres se recouvrant, cela conduit habituellement à prévoir des épingles de liaison entre les diverses files d'étriers.

Le ferrailage doit être également conçu de manière que toute partie de la section droite nécessaire au fonctionnement de la poutre soit entourée convenablement par les armatures et liée efficacement au reste de la section.

Les Règles BAEL permettent certaines dérogations pour les poutres secondaires de planchers à charge d'exploitation modérée et les nervures de planchers à nervures croisées dans les zones où la contrainte tangente conventionnelle [C 2 308] est inférieure à 0,03 f_{c28} .

2.7 Règles spéciales à certains éléments

2.7.1 Poutres supportant des murs

Les poutres supportant des murs en béton ou en maçonnerie de bonne qualité (de même que la partie basse des murs en béton non supportés par des poutres) peuvent être calculées en admettant qu'il se forme des voûtes de décharge susceptibles de reporter directement tout ou partie des charges sur les appuis.

La ligne moyenne de ces voûtes est normalement parabolique, avec un rapport flèche/portée au moins égal à 1/2 (figure 19).

La contrainte normale de compression aux naissances (sous les actions maximales de calcul) est normalement limitée à :

2 MPa pour les maçonneries ;

$\frac{1}{2} f_{c28}$ pour le béton non armé ;

$(\frac{1}{3} f_{c28})$ dans le cas de fissuration très préjudiciable).

Les poutres sont calculées en flexion composée sous l'effet des seules charges verticales appliquées *au-dessous* de l'intrados des voûtes (poids de la maçonnerie et autres charges éventuelles) et de la poussée de ces voûtes. Si les retombées des voûtes débordent des appuis, il en résulte dans les poutres des efforts tranchants importants dont il faut tenir compte.

Au droit des appuis de rive des poutres continues ou des appuis des travées isolées, des dispositifs spéciaux de butée peuvent être nécessaires pour assurer la transmission aux poutres des poussées des voûtes.

2.7.2 Planchers à poutrelles préfabriquées

Dans ces planchers, le hourdis peut être :

- ou bien coulé en place [soit sur entrevous en terre cuite ou en béton (figure 20a), soit sur coffrage perdu ou non, soit encore sur une prédalle en béton armé] ;
- ou bien préfabriqué sur toute son épaisseur puis liaisonné avec les poutrelles par des clavetages coulés sur place (figure 20b).

2.7.2.1 Règles générales

a) Pour assurer le monolithisme de l'ensemble, toute surface de reprise doit être traversée par des aciers de couture [C 2 308].

b) Les poutrelles sont à justifier en phase de construction compte tenu de leurs dispositifs d'étalement.

c) Dans les justifications d'effort tranchant, seules les dimensions de la section propre de la poutrelle sont à prendre en compte.

d) Les moments à prendre en compte sur appui sont ceux donnés au paragraphe 2.3.1. Même si les poutrelles sont calculées pour équilibrer en travée un moment maximal égal au moment isostatique M_0 , des armatures supérieures capables d'équilibrer un moment égal à $-0,15 M_0$ doivent être disposées sur les appuis.

e) Les armatures inférieures traversant un nu d'appui doivent satisfaire les règles indiquées en [C 2 308]. De même, aux appuis, la transmission des efforts de compression entre nervures opposées doit être assurée.

f) Sauf pour les hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton, les hourdis sont calculés comme indiqué au paragraphe 3.

g) Les flèches des poutrelles préfabriquées sont calculées selon les méthodes indiquées au paragraphe 2.5.2.

Les questions concernant ces planchers à poutrelles préfabriquées sont traitées dans le titre 1 du *Cahier des prescriptions techniques* [CPT (Planchers)] du CSTB (oct. 1983 et sept. 1986).

2.7.2.2 Règles particulières aux planchers avec hourdis sur entrevous en terre cuite ou béton

Les entrevous sont supposés avoir des caractères physiques et mécaniques convenables (norme NF P 13-302).

Si les poutrelles préfabriquées comportent des talons dans lesquels sont disposés des aciers de flexion, des cadres de talon ne sont pas obligatoires si, à l'état-limite ultime, la contrainte tangente de calcul dans le plan vertical de jonction du talon et de l'âme ne dépasse pas $0,02 f_{c28}$.

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage à mailles de dimensions au plus égales à :

- 20 cm dans le sens perpendiculaire aux nervures ;
- 33 cm dans le sens parallèle à celles-ci.

La section (en cm^2/m) des armatures perpendiculaires aux nervures dépend de l'écartement ℓ entre les axes de celles-ci ; elle doit être au moins égale à :

$$200/f_e \text{ si } \ell \leq 50 \text{ cm}$$

$$4\ell/f_e \text{ si } 50 \text{ cm} < \ell \leq 80 \text{ cm}$$

avec ℓ en cm et f_e en MPa.

La section (en cm^2/m) des armatures parallèles aux nervures (autres que les armatures supérieures de ces dernières) doit être au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires (soit $100/f_e$ ou $2\ell/f_e$ selon la valeur de ℓ).

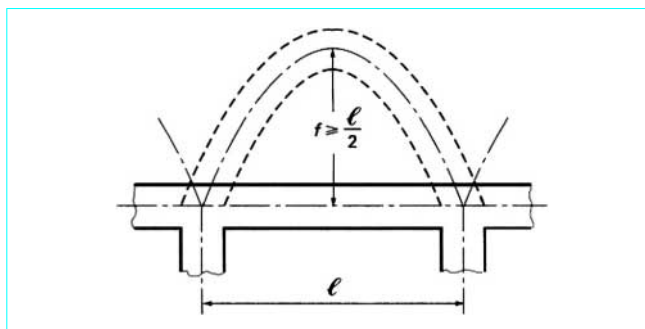


Figure 19 - Tracé des voûtes de décharge

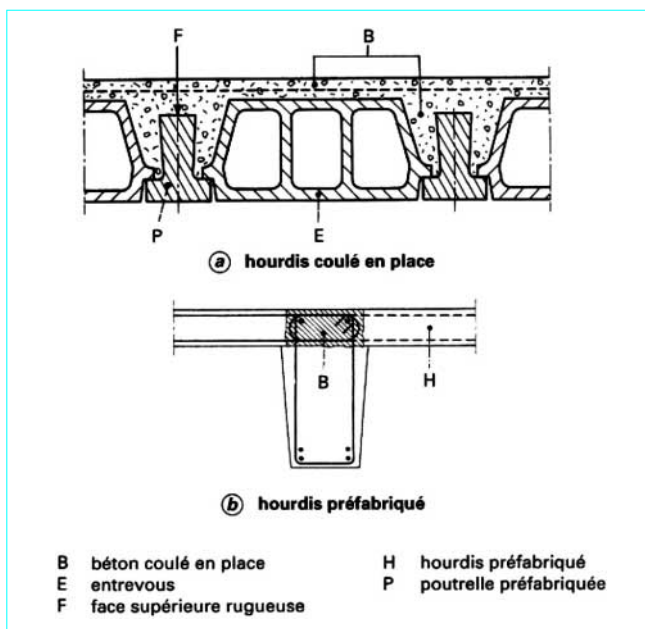


Figure 20 - Plancher à poutrelles préfabriquées

En ce qui concerne les armatures de couture entre poutrelles préfabriquées et béton coulé en place, les Règles BAEL (art. B.6.8.42) permettent certaines dérogations aux règles générales exposées au paragraphe 2.7.2.1.

2.7.3 Parois fléchies ou poutres-cloisons (Annexe E5 des Règles BAEL)

Les parois fléchies dans leur plan souvent dénommées poutres-cloisons sont des éléments à section constante sollicités en flexion simple, dont la hauteur de section est au moins égale à la moitié de la portée.

Ce sont par exemple des murs, cloisons ou voiles formant poutres (voiles porteurs de bâtiments à étages, parois de silos, etc.).

Des éléments de grandes dimensions ou fortement chargés peuvent également être considérés comme des parois fléchies, même si leur hauteur de section n'atteint pas la moitié de la portée.

Les parois fléchies peuvent être continues ou ne comporter qu'une seule travée. Elles sont supposées raidies par des montants d'appui ou par d'autres parois fléchies capables d'assurer la fixité transversale des sections d'appui.

2.7.3.1 Notations

Ce sont les suivantes (figure 21) :

- ℓ_t portée de la paroi entre axes des appuis ;
 ℓ_0 portée entre nus des appuis ;
 ℓ portée de calcul :

$$\ell = \text{Min} [\ell_t ; 1,15 \ell_0]$$

- h hauteur totale de la paroi ;
 b_0 épaisseur de la paroi ;
 p charge appliquée par unité de longueur de paroi sous la combinaison d'actions prise en compte dans le calcul à l'état-limite ultime (par exemple $1,35 G + 1,5 Q_B$ pour une paroi soumise uniquement à des charges permanentes et à des charges d'exploitation de bâtiment, Q_B étant éventuellement évaluée en tenant compte d'une dégression) ;
 $M_{0,u}$ moment ultime de référence :

$$M_{0,u} = \frac{p\ell^2}{8}$$

$V_{0,u}$ effort tranchant ultime de référence :

$$V_{0,u} = \frac{p\ell}{2}$$

$\tau_{0,u}$ contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_{0,u} = \frac{V_{0,u}}{b_0 h} \text{ si } h \leq \ell$$

ou $\tau_{0,u} = \frac{V_{0,u}}{b_0 \ell} \text{ si } h > \ell$

Dans ce qui suit, on posera :

$$h_a = \text{Min} [h, \ell] \text{ (hauteur active)}$$

Nota : le principe de Saint-Venant n'étant applicable en aucune section, les notions de moment fléchissant et d'effort tranchant n'ont aucune signification physique. $M_{0,u}$ et $V_{0,u}$ ne représentent donc que des paramètres commodes pour la détermination des sections d'armatures.

2.7.3.2 Épaisseur minimale

Elle est fixée par la condition :

$$b_0 \geq \text{Max} \left[3,75 \frac{p}{f_{c28}} \frac{\ell}{h} ; 3,75 \frac{p}{f_{c28}} ; 0,14 \ell \sqrt[3]{\frac{p}{h f_{c28}}} \right]$$

La nécessité d'assurer aisément le logement et l'enrobage des armatures, même aux croisements, conduit généralement à adopter une épaisseur supérieure à la valeur minimale.

Nota : la dernière des trois valeurs est déterminante si $p/hf_{c28} \geq 1/138,6$ (et non $1/125$ comme l'indiquent les Règles BAEL).

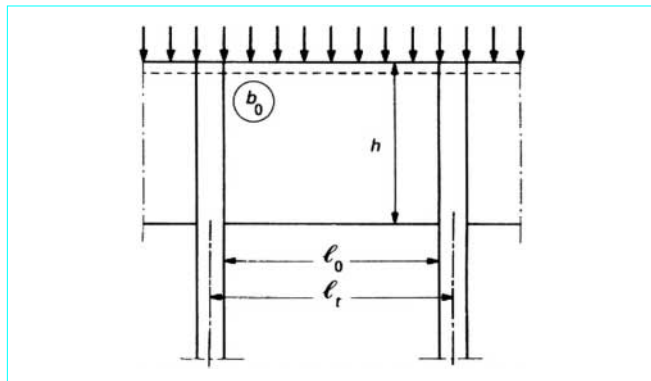


Figure 21 – Paroi fléchie chargée à sa partie supérieure : notations

2.7.3.3 Armatures

Les parois fléchies sont munies :

- d'un système d'armatures principales filantes ;
- d'un système d'armatures réparties (figure 22).

2.7.3.3.1 Armatures principales filantes

Ces armatures se composent :

- soit d'armatures inférieures A pour les parois fléchies sur deux appuis ;
- soit d'armatures inférieures A et supérieures A' pour les parois fléchies à plusieurs travées. Pour ces dernières, les moments de flexion à prendre en compte peuvent être déterminés par application de la méthode forfaitaire (§ 2.3.1).

Les sections des armatures principales sont donc données par une formule du type :

$$A \text{ (ou } A') = k \frac{M_{0,u}}{z f_e / \gamma_s}$$

k et z prenant les valeurs suivantes :

	$0,5 \leq h/\ell \leq 1$	$h > \ell$
Deux appuis : $k = 1$	$z = 0,2 (\ell + 2h)$	$z = 0,6 \ell$
Plusieurs travées (k résulte de la méthode forfaitaire)	$z = 0,2 (\ell + 1,5h)$	$z = 0,5 \ell$

Les armatures principales, de faible diamètre (limitation de la fissuration, ancrages), sont réparties sur des hauteurs de paroi respectivement égales à $0,15 h_a$ pour A et $0,10 h_a$ pour A' (figure 22). Elles sont continues d'appui à appui et totalement ancrées au-delà des axes des appuis extrêmes ; de préférence, tout au moins pour les armatures inférieures A, ces ancrages sont constitués par des crochets ou des boucles disposés à plat (figure 23).

Si $h > \ell$, on dispose en outre au-dessus de la partie réputée active, entre les niveaux ℓ et $1,5 \ell$, des armatures horizontales réparties de section au moins égale à $A'/4$, à moins que des armatures horizontales filantes n'aient déjà été prévues entre ces niveaux en fonction d'autres conditions ; si tel est le cas, il suffit de compléter éventuellement la section de ces armatures pour qu'elle atteigne la valeur $A'/4$.

2.7.3.3.2 Armatures réparties

Ces armatures se composent :

a) d'armatures verticales (cadres entourant les armatures principales inférieures et supérieures, complétés éventuellement par des étriers).

Si $h > \ell$, un cadre sur deux est prolongé au-dessus de la partie réputée active, entre les niveaux ℓ et $1,5 \ell$, à moins que les armatures verticales prévues dans cette zone n'aient une section au moins égale à la moitié de celle des cadres de la partie inférieure et qu'elles se recouvrent avec ceux-ci.

Pour des parois chargées en tête (ou au-dessus de la hauteur h_a), il faut vérifier la condition :

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_0 s_v} \geq \text{Max} \left[0,75 \frac{\tau_{0,u}}{f_e / \gamma_s} ; \frac{0,8}{f_e} \right]$$

avec A_v section totale d'un cours d'armatures verticales,

s_v espacement de deux cours successifs,

$$\tau_{0,u} = V_{0,u} / b_0 h_a ;$$

b) d'armatures horizontales.

Sur les appuis de rive, ces armatures sont ancrées totalement de préférence par boucles ou crochets disposés à plat.

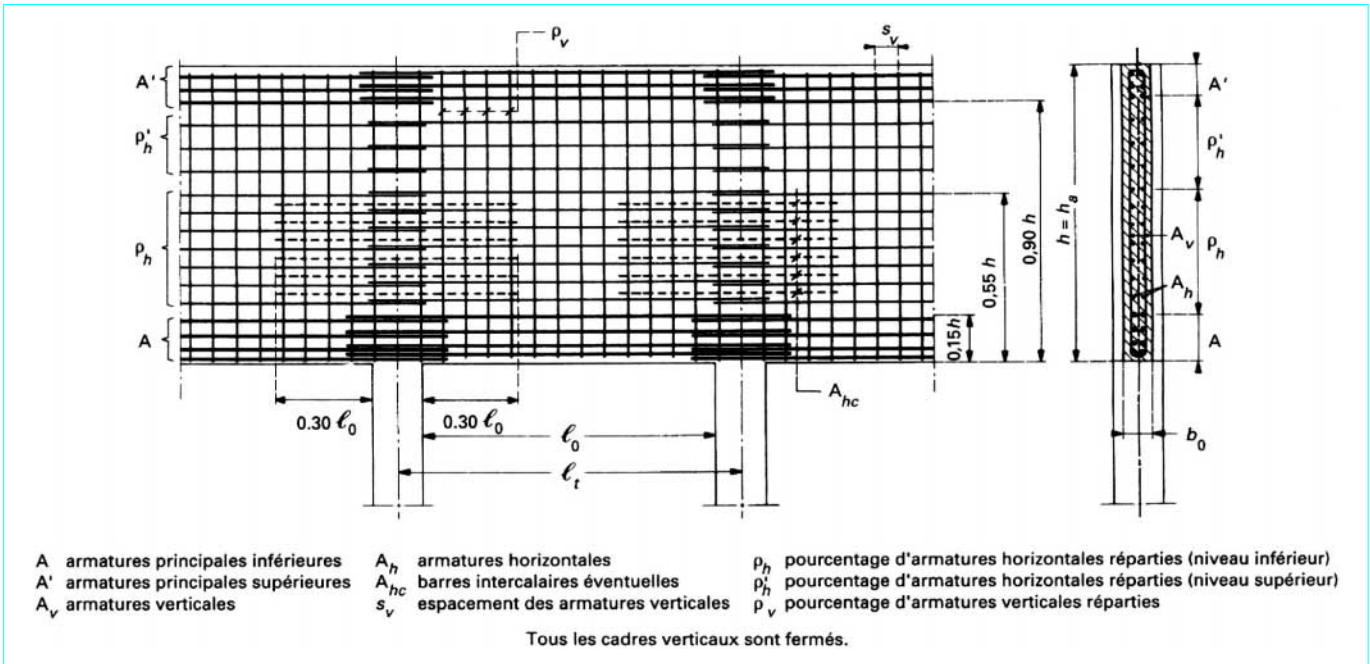


Figure 22 – Ferrailage type d'une paroi fléchie continue avec $l > h$ ($l = \text{Min} [\ell_t; 1,15 \ell_0]$)

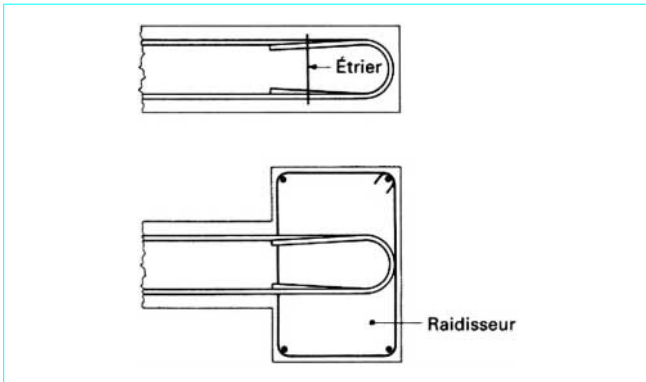


Figure 23 – Ancrages sur appuis extrêmes des armatures principales d'une poutre-cloison (vue de dessus)

Dans le cas de travées continues, les armatures des deux travées encadrant un appui intermédiaire se recouvrent sur une longueur au moins égale à la longueur de scellement droit ℓ_s .

On distingue deux réseaux.

■ Un **réseau inférieur** constitué d'armatures horizontales réparties entre les niveaux $0,15 h_a$ et $0,55 h_a$.

Les armatures de ce réseau doivent vérifier la condition suivante, où la quantité entre parenthèses ne peut être prise inférieure à 1 :

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_0 s_h} \geq 0,50 \left(0,60 + 15 \frac{\tau_{0,u}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{0,u}}{f_e / \gamma_s}$$

avec A_h section totale des armatures horizontales d'un même lit,
 s_h espacement de deux lits successifs :

$$\tau_{0,u} = V_{0,u} / b_0 h_a$$

Il faut en outre s'assurer que $\rho_h \geq 0,8 / f_e$.

Si $\rho_h \leq 0,75 \frac{\tau_{0,u}}{f_e / \gamma_s}$, les armatures s'étendent sur toute la longueur de la travée.

Si $\rho_h > 0,75 \frac{\tau_{0,u}}{f_e / \gamma_s}$, une partie des armatures, correspondant à un

pourcentage au moins égal à $0,75 \frac{\tau_{0,u}}{f_e / \gamma_s}$ s'étend sur toute la longueur de la travée ; les armatures complémentaires (barres intercalaires) peuvent avoir une longueur réduite : elles s'étendent alors sur une longueur au moins égale à $0,3 \ell_0$ à partir du nu de l'appui.

■ Un **réseau supérieur** constitué d'armatures horizontales réparties entre les niveaux $0,55 h_a$ et $0,90 h_a$ s'il s'agit de travées continues ou entre $0,55 h_a$ et h_a s'il s'agit d'une travée unique.

Les armatures de ce réseau doivent vérifier la condition :

$$\rho'_h \geq \frac{3}{5} \rho_h$$

Il faut en outre s'assurer que $\rho'_h \geq 0,8 / f_e$.

Cas particulier : si $h > \ell$, des armatures horizontales réparties sont disposées entre les niveaux ℓ et $1,5 \ell$; leur pourcentage n'est pas inférieur à $\rho'_h / 2$ (ni, bien entendu, à $0,4 / f_e$).

Les Règles BAEI contiennent également des prescriptions concernant les parois fléchies chargées à la partie inférieure, ou soumises à des charges localisées, ou comportant des ouvertures, et des prescriptions concernant les parois fléchies courbes.

2.7.4 Consoles courtes

(Annexe E6 des Règles BAEL)

2.7.4.1 Définition

Les consoles courtes sont celles dans lesquelles la hauteur utile d dans la section d'encastrement est telle que (figure 24) :

$$d \geq \text{Max}(a, \ell)$$

avec a distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement (a ne doit pas être sous-évalué),

ℓ longueur sur laquelle la charge appliquée est répartie.

Elles peuvent être de hauteur constante ou de hauteur variable. Dans ce dernier cas, elles comportent une face inclinée.

Si l'élément supporté est posé sur la face supérieure de la console, l'appui est dit **direct** ; si la console et l'élément supporté ont un volume commun, l'appui est dit **indirect** (figure 25).

Les parties en porte-à-faux des voiles porteurs d'immeubles entrent dans la catégorie des consoles courtes.

2.7.4.2 Dispositions constructives

Les consoles courtes comportent (figure 26) :

a) des armatures supérieures formant **tirant**, de section A , dont une partie est obligatoirement constituée par des armatures de faible diamètre ancrées par bouclage à plat, complétées éventuellement par des armatures de gros diamètre avec ancrages courbes ;

b) éventuellement, des armatures horizontales de couture, de section ΣA_r , normalement distribuées uniformément sur la hauteur de la section d'encastrement, au-dessous des armatures supérieures, et totalement ancrées au-delà de cette section ;

c) des armatures inférieures de section A_i au moins égale à $A/10$, qui suivent le contour du parement inférieur horizontal ou incliné des consoles ;

d) des cadres verticaux (inefficaces vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant), qui ont pour rôle :

— d'assurer la résistance à la torsion (dans le cas où la charge ne serait pas rigoureusement appliquée dans le plan moyen de la console),

— de servir de couture de fendage pour les armatures supérieures si celles-ci sont constituées de barres de gros diamètre munies d'ancrages courbes disposés dans des plans verticaux,

— de maintenir l'ensemble des armatures horizontales.

Ces cadres sont obligatoires dans le cas d'un appui indirect, avec charges appliquées à la partie inférieure ou dans la hauteur des consoles (cas des poutres sous chemin de roulement des ponts roulants) ; ils doivent alors assurer le report des charges à la partie supérieure de la console.

2.7.4.3 Limitation de la contrainte tangente conventionnelle

La contrainte tangente conventionnelle à l'état-limite ultime est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

avec V_u effort tranchant à l'état-limite ultime dans la section d'encastrement dû à la charge P_u correspondante et au poids propre de la console,

b_0 épaisseur de cette dernière,

d hauteur utile, plafonnée à $4a$ dans le cas d'une charge concentrée et à 4ℓ dans le cas d'une charge répartie.

Cette contrainte τ_u doit satisfaire la condition :

$$\tau_u \leq \text{Min} [0,03 (2 + \delta) f_{cj} ; 4 \text{ MPa}] \quad (1)$$

avec $\delta = d/a$ plafonné à 4,

f_{cj} plafonné à 30 MPa.

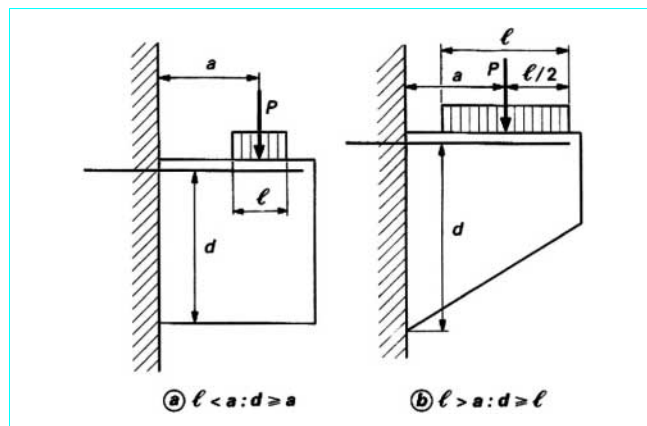


Figure 24 - Consoles courtes

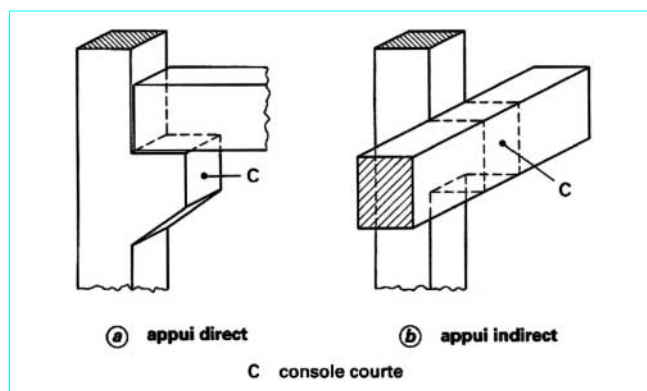


Figure 25 - Appuis direct et indirect

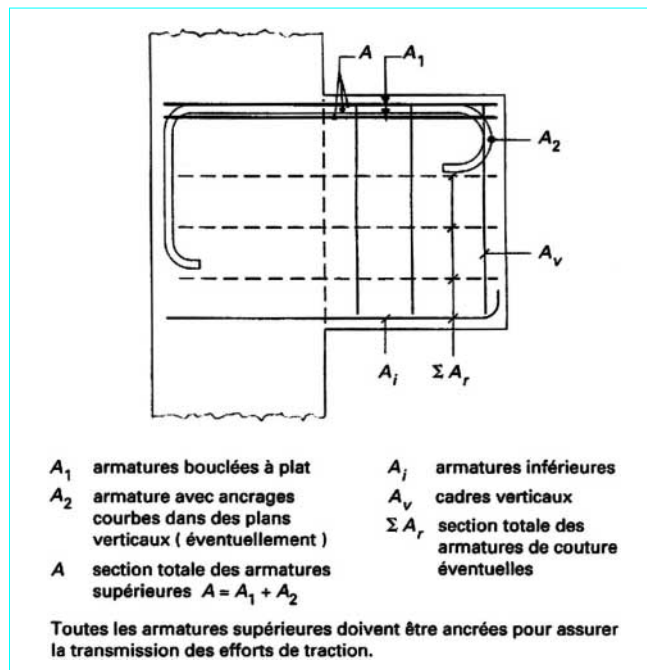


Figure 26 - Ferrailage type d'une console courte

2.7.4.4 Calcul des sections d'armatures

2.7.4.4.1 Armatures supérieures tendues

L'aire A de la section de ces armatures est donnée par :

$$A = \frac{M_u}{z(f_e/\gamma_s)}$$

avec M_u moment de flexion à l'état-limite ultime dans la section d'encastrement dû à la charge P_u et au poids propre de la console,
 $z = \text{Min}[0,7 d (1 + 0,1\delta) ; 2,4a (0,4 + 0,1\delta)]$,
 δ étant toujours plafonné à 4.

2.7.4.4.2 Armatures réparties

L'aire totale ΣA_r de la section de ces armatures (de diamètre réduit), incluant la section A_i des armatures inférieures, est donnée par :

$$\Sigma A_r = \lambda A$$

avec
$$\lambda = \text{Max} \left[\frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12 \tau_u}{f_{cj}} - 1 \right) ; 0,1 \right] \quad (2)$$

Dans cette expression, δ est toujours plafonné à 4 mais, si la hauteur utile de la console est supérieure à $4a$ (ce qui correspondrait à $\delta > 4$), la section $\Sigma A_r - A_i$ doit être distribuée à partir des armatures supérieures sur une hauteur au plus égale à $4a + (\ell/2)$.

Les armatures réparties ne sont indispensables que si $\lambda > 0,1$. En effet, pour $\lambda = 0,1$, $\Sigma A_r - A_i = 0,1 A - A_i = 0$.

2.7.4.5 Cas d'une force horizontale s'exerçant à la face supérieure (appui direct) des consoles, d'intensité H_u à l'état-limite ultime

Dans les formules (1) et (2), τ_u doit être remplacé par :

$$\tau_{u1} = \frac{\tau_u}{1 - 0,6 (H_u/V_u)}$$

et la section A doit être augmentée en lui ajoutant $H_u/(f_e/\gamma_s)$.

Les appuis doivent être de préférence :

- en *Néoprène* (H_u réduit par distorsion du *Néoprène*) ;
- en *Téflon* (H_u très faible).

Remarques

■ Pour éviter de charger le nez des consoles, prévoir une surface d'appui en retrait de quelques centimètres.

■ Les extrémités des consoles doivent être armées au moyen d'armatures bouclées à plat, de faible diamètre, suivant le contour extérieur de la partie supérieure de la console, avec l'enrobage minimal. Dans le cas où les armatures du tirant comportent en plus des barres de gros diamètre, leurs ancrages courbes sont placés à l'intérieur des armatures bouclées.

■ Dans le cas de voiles de très grande hauteur fonctionnant en console :

- si le voile reçoit une charge à sa partie supérieure, les règles précédentes s'appliquent sans changement ;
- si le voile reçoit une charge à sa partie inférieure, on peut considérer une console fictive de hauteur au plus égale à $4a + (\ell/2)$ et appliquer les règles précédentes, la charge appliquée en partie inférieure étant suspendue au moins jusqu'au niveau supérieur de la console fictive.

Dans les parties considérées comme actives, les pourcentages des armatures réparties horizontales et verticales doivent être au moins égaux aux valeurs minimales indiquées au paragraphe 2.7.3.3.2 pour les parois fléchies.

3. Dalles sur appuis continus

Ce paragraphe complète les articles :

- [C 2 304] (calcul des sollicitations) ;
- [C 2 308] (sollicitations d'effort tranchant) ;
- [C 2 310] (procédés de calcul approchés et dispositions d'armatures des dalles sur appuis continus).

Les planchers sur appuis ponctuels (planchers-champignons et planchers-dalles) font l'objet du paragraphe 4.

3.1 Cas de charge et combinaisons d'actions à considérer

Pour les panneaux de dalles rectangulaires dont le **rapport des portées dans les deux sens est inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5)**, les cas de charge et combinaisons d'actions à considérer sont les mêmes que pour les poutres (§ 2.2).

Pour les panneaux de dalles rectangulaires dont le **rapport des portées dans les deux sens est compris entre 0,4 et 2,5**, les différents panneaux sont le plus souvent calculés isolément à l'état-limite ultime pour le cas de charge $1,35 G + 1,5 Q_B$ appliqué à la surface totale du panneau supposé articulé sur son contour. Dans le cas où les charges sont uniformément réparties, on peut calculer les moments maximaux au centre dans les deux directions, M_{0x} et M_{0y} , en se servant du tableau 2 qui donne, en fonction du rapport des portées ($\ell_x/\ell_y \leq 1$), les valeurs des coefficients

$$\mu_x = \frac{M_{0x}}{p \ell_x^2} \text{ et } \mu_y = \frac{M_{0y}}{M_{0x}}, \text{ } p \text{ étant la charge uniformément répartie}$$

par unité d'aire, correspondant à $1,35 G + 1,5 Q_B$ à l'état-limite ultime (ou $G + Q_B$ à l'état-limite de service).

Tableau 2 – Valeurs des rapports

$$\mu_x = M_{0x}/p \ell_x^2 \text{ et } \mu_y = M_{0y}/M_{0x} \text{ en fonction du rapport } \ell_x/\ell_y$$

$\frac{\ell_x}{\ell_y}$	Calcul des sollicitations		Calcul des déformations	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,110	0,25 (1)	0,112	0,293
0,45	0,102	0,25	0,105	0,333
0,50	0,095	0,25	0,098	0,373
0,55	0,088	0,25	0,092	0,420
0,60	0,081	0,305	0,086	0,476
0,65	0,074 5	0,369	0,080	0,530
0,70	0,068	0,436	0,074	0,585
0,75	0,062	0,509	0,068 5	0,643
0,80	0,056	0,595	0,063	0,710
0,85	0,051	0,685	0,058	0,778
0,90	0,046	0,778	0,053	0,846
0,95	0,041	0,887	0,048	0,923
1,00	0,037	1,000	0,044	1,000

(1) La condition indiquée en [C 2 310] implique que les valeurs de μ_y inférieures à 0,25 (correspondant à $\ell_x/\ell_y = 0,557$) ne sont pas à prendre en considération.

Les **moments à prendre en compte en travée et sur appuis** sont obtenus à partir de M_{0x} et M_{0y} , comme indiqué en [C 2 310].

Sur un **appui commun à deux panneaux**, le moment à considérer est celui qui, des deux moments correspondant à chacun des deux panneaux, a la plus grande valeur absolue. Dans le cas de panneaux contigus par leurs grands côtés, les arrêts des armatures dans le sens

porteur peuvent être déterminés en suivant les mêmes règles que pour les poutres (§ 2.3.1.4). Dans le cas d'un panneau de dalle encastree ou en continuité sur ses quatre côtés, les armatures supérieures (*chapeaux*) disposées sur les petits côtés ont même section et même longueur que les armatures supérieures disposées sur les grands côtés.

Dans le cas d'un panneau de dalle prolongé, sur au moins un de ses côtés, par une **partie en porte à faux**, la longueur des armatures supérieures doit être déterminée dans l'hypothèse la plus défavorable (en général, charge d'exploitation appliquée sur la seule partie en porte à faux).

3.2 Dispositions constructives

3.2.1 Épaisseur minimale

L'épaisseur minimale d'un hourdis coulé en place est de 4 cm s'il est associé à des entrevous résistants, en béton ou en céramique, ou à une protection équivalente, et de 5 cm dans les autres cas.

Pour un hourdis préfabriqué en atelier, ces valeurs peuvent être ramenées à 3 cm dans le premier cas et, sinon, 4 cm.

3.2.2 Dispositions de ferrailage

Le diamètre des barres utilisées comme armatures des dalles est au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de celles-ci [C 2 310].

Dans le cas de hourdis d'épaisseur au plus égale à 7 cm et en l'absence de charges localisées importantes, il est possible de ne prévoir qu'une seule nappe d'armatures.

Dans l'article [C 2 310], on ne considère pas comme charge concentrée mobile une charge dont l'intensité est au plus égale au quart de la charge variable appliquée sur la surface totale du panneau.

3.3 État-limite d'ouverture des fissures

Les règles générales indiquées en [C 2 306] et celles définies au paragraphe 2.4 pour les poutres sont applicables.

3.4 Condition de non-fragilité. Sections minimales d'armatures

Pour les dalles entrant dans le domaine d'application défini au paragraphe 1.1, il est toléré d'appliquer les règles relatives aux sections minimales précisées en [C 2 310] aux épaisseurs strictement requises par la justification à l'état-limite ultime de résistance et prises en compte comme telles dans la détermination des sections d'armatures. Cette tolérance a essentiellement pour objet de ne pas pénaliser certaines dalles de bâtiment dont l'épaisseur résulte de conditions relatives à l'isolation phonique.

Nota : les conditions énoncées en [C 2 310] ne visent, formellement, que les dalles des ossatures courantes, faisant l'objet du présent paragraphe 3.

3.5 État-limite de déformation

Les règles générales indiquées en [C 2 306] et celles fixées pour les poutres au paragraphe 2.5 sont applicables.

Toutefois, dans le cas de panneaux de dalles rectangulaires appuyés sur leurs quatre côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder à la justification à l'état-limite de déformation si les conditions suivantes sont remplies :

a) en désignant par M_{0x} le moment maximal en travée dans le sens ℓ_x par bande de largeur unité de la dalle supposée non encastree sur ses appuis et par M_t le moment en travée par bande de largeur unité dans ce même sens, compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité, qui ne peut être pris inférieur à $0,75 M_{0x}$, le rapport :

$$\frac{h}{\ell_x} \text{ est au moins égal à } \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_{0x}}$$

avec h épaisseur totale de la dalle ;

b) en désignant par A la section des armatures tendues d'une bande de largeur b , d la hauteur utile et f_e la limite d'élasticité correspondante, le pourcentage :

$$\rho = \frac{A}{bd} \text{ est au plus égal à } \frac{2}{f_e}$$

avec f_e en MPa.

3.6 Prédalles

On désigne sous le terme **prédalles** des dalles préfabriquées destinées à constituer la partie inférieure armée d'une dalle pleine, la dalle ainsi obtenue présentant, en phase finale, un **fonctionnement monolithique**. Dans ce qui suit, on suppose que la partie supérieure coulée en place a une épaisseur au moins égale à celle des prédalles.

Les éléments ainsi réalisés peuvent avoir deux, trois ou quatre bords appuyés (au moins deux bords opposés). Ils peuvent aussi constituer les hourdis de planchers nervurés.

Les éléments servant uniquement de coffrages à des dalles ou hourdis, ceux dont l'épaisseur de béton excède la moitié de l'épaisseur du plancher fini, ainsi que les prédalles comportant des nervures en béton importantes peuvent être utilisés mais n'entrent pas dans le domaine d'application des dispositions qui suivent.

Le fonctionnement monolithique suppose la transmission d'**efforts internes de glissement** à l'interface de la prédalle et de la dalle supérieure ; il implique des **surfaces rugueuses et propres**.

Les nombreux problèmes posés par l'utilisation des prédalles sont traités dans le titre 2 du *Cahier des prescriptions techniques* (CPT Planchers) du CSTB (mars 1985).

3.6.1 Épaisseur minimale

L'épaisseur minimale d'une prédalle résulte des conditions d'enrobage et des tolérances de positionnement des armatures, ce qui conduit pratiquement à une épaisseur de 5 cm sauf pour certaines prédalles de petites dimensions où l'on peut descendre à 4 cm.

La hauteur utile intervenant dans les justifications en phase provisoire tient compte de la présence éventuelle des stries ou rainures à la surface des prédalles et s'évalue à partir du fond des stries ou rainures.

3.6.2 Calcul

La mise en œuvre d'une prédalle passe par des phases successives (manutention, stockage, mise en place...). Un état-limite ultime de résistance étant caractérisé par l'atteinte d'une déformation limite soit du béton comprimé, soit de l'acier tendu, et les déformations

résultant des phases successives s'additionnant, les vérifications relatives à chaque phase doivent être conduites à l'état-limite de service.

Il faut procéder de la manière suivante.

a) Détermination des armatures de la dalle finie considérée comme monolithe (par un calcul à l'état-limite ultime ou à l'état-limite de service selon le degré de nocivité de la fissuration, en prenant en compte la résistance du béton à 28 jours d'âge).

b) Calcul, toujours pour la dalle finie, des contraintes maximales du béton comprimé et de l'acier tendu, sous la sollicitation de service la plus défavorable que cette dalle aura à supporter.

Ces valeurs constituent en effet des bornes supérieures pour le cumul des contraintes en situation définitive (phase 6, ci-après).

On peut alors reprendre un calcul phase par phase, en tenant compte à chaque fois de la résistance réelle du béton à l'âge de la phase considérée. Dans ce qui suit, on désigne par :

- g_1 le poids propre de la prédalle ;
 - g_2 le poids du béton frais de deuxième phase ;
 - g_3 les charges permanentes appliquées après coup (revêtements, cloisons, etc.) ;
 - q_1 les charges variables de chantier ;
 - q_2 les charges variables d'exploitation,
- toutes ces charges étant exprimées par unité d'aire ;
- s la distance entre étais, en mètres ;
 - Q une charge localisée égale à $\text{Max} [1 \text{ kN} ; 0,5 s \text{ kN}]$;
 - R la réaction au droit d'un étai sous les charges g_1 et g_2 ;
 - h la hauteur totale de la dalle finie, d la hauteur utile des armatures ;
 - h_{pd} la hauteur totale de la prédalle, d_{pd} la hauteur utile des armatures (§ 3.6.1 et figure 28).

Le tableau 3 indique les différentes phases à considérer, les charges à prendre en compte et les âges correspondants.

3.6.2.1 Justifications d'une prédalle vis-à-vis de la flexion

■ Phases 1 à 3

L'emplacement des points de levage en phase 1, l'espacement des appuis en phase 2, la distance entre étais en phase 3 sont déterminés en sorte que la prédalle ne se fissure pas sous l'effet de son poids propre g_1 .

Si donc I/v désigne le module de résistance de la prédalle, correspondant à la forme de sa section droite et, en particulier, à la présence éventuelle de stries sur sa face supérieure, il faut s'assurer que :

$$(1,35 \text{ à } 1,5) \frac{M_1}{I/v} \leq \frac{f_{tj1}}{2}$$
$$\frac{M_2}{I/v} \leq \frac{f_{tj1}}{2}$$
$$\frac{M_3}{I/v} \leq \frac{f_{tj3}}{2}$$

- avec M_1 plus grand moment de flexion qui se produit, dans un sens ou dans l'autre, sous l'effet de g_1 , compte tenu de l'emplacement des points de levage ; le coefficient majorateur tient compte de l'incertitude sur la répartition des efforts entre ces derniers, des effets dynamiques ou de ventouse au démoulage, et du vent,
- M_2 (resp. M_3) plus grand moment de flexion soit en travée, soit sur appuis, qui se produit sous l'effet de g_1 , compte tenu de l'espacement des appuis sur l'aire de stockage (resp. des étais),

f_{tj1}, f_{tj3} résistance à la traction du béton aux âges j_1 et j_3 correspondant aux phases 1 et 3.

L'espacement s des étais est déterminé de manière à limiter à $s/500$ la flèche de la prédalle et à éviter des différences de flèche de part et d'autre des joints.

Pour les prédalles sans raidisseurs, les Règles BAEL dispensent de prendre en compte les phases provisoires lorsque $s \leq 25 h_{pd}$.

Pour des raisons de sécurité, il faut toujours prévoir, lors de la pose des prédalles, une lisse en bois maintenue le long des poutres ou murs d'appui des prédalles.

■ Phase 4 à 6 (figure 27)

Dans la phase 4, les portées sont égales à s . Si M_4 désigne le moment maximal en travée ou sur appuis dû aux charges appliquées dans cette phase, il faut s'assurer par un calcul de contraintes effectué pour la prédalle seule, selon [C 2 306] que $\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj4}$ et que, si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, σ_s n'excède pas la limite $\bar{\sigma}_s$ calculée à partir de la résistance à la traction du béton à l'âge j_4 [C 2 306] en remplaçant f_{t28} par f_{tj4} .

Dans la phase 5, les réactions R des étais n'étant plus équilibrées, tout se passe comme si, à leur emplacement, agissaient maintenant des charges de pesanteur (donc descendantes) d'intensité R . La portée à prendre en compte est celle de la prédalle.

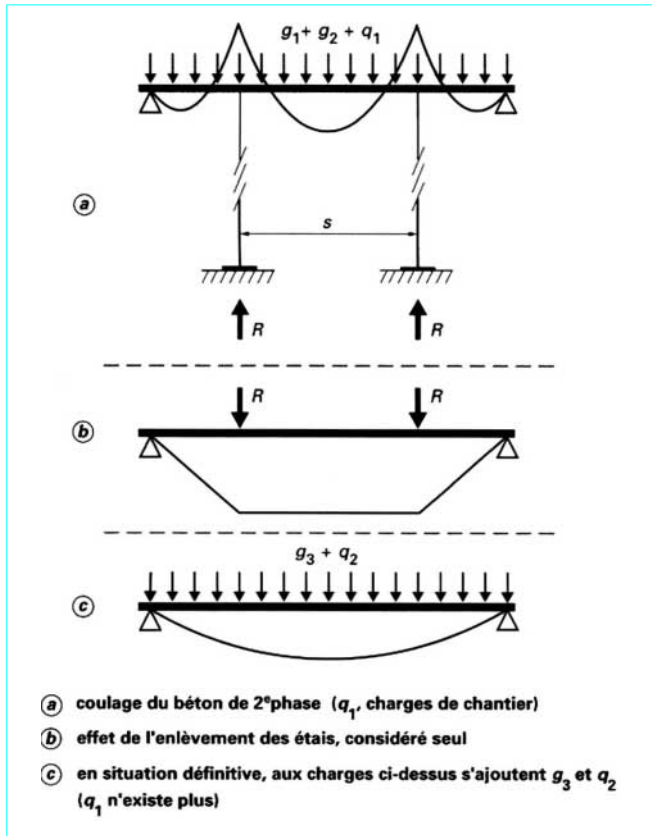


Figure 27 – Charges successivement appliquées au cours de la mise en œuvre d'une prédalle

Tableau 3 – Phases d'exécution et de mise en œuvre d'une prédalle

Phases		Charges	Age du béton (2)	Hauteurs
1	Manutention.....	g_1	j_1	h_{pd}, d_{pd}
2	Stockage.....	g_1	$j_2 = j_1$	h_{pd}, d_{pd}
3	Mise en place sur les étais.....	g_1	j_3	h_{pd}, d_{pd}
4	Coulage du béton de deuxième phase.....	$g_1 + g_2 + (q_1 \text{ ou } Q) \text{ (1)}$	j_4	h_{pd}, d_{pd}
5	Enlèvement des étais (béton de deuxième phase durci).....	$g_1 + g_2 + R$	j_5	h, d
6	Situation définitive.....	$g_1 + g_2 + R + g_3 + q_2$	$j_6 \geq 28 \text{ j}$	h, d

(1) Cette charge localisée Q doit être placée au centre de chaque portée entre étais.

(2) Prendre garde que j_i désigne l'âge du béton au jour de la phase i considérée, et non l'âge du béton à i jours.

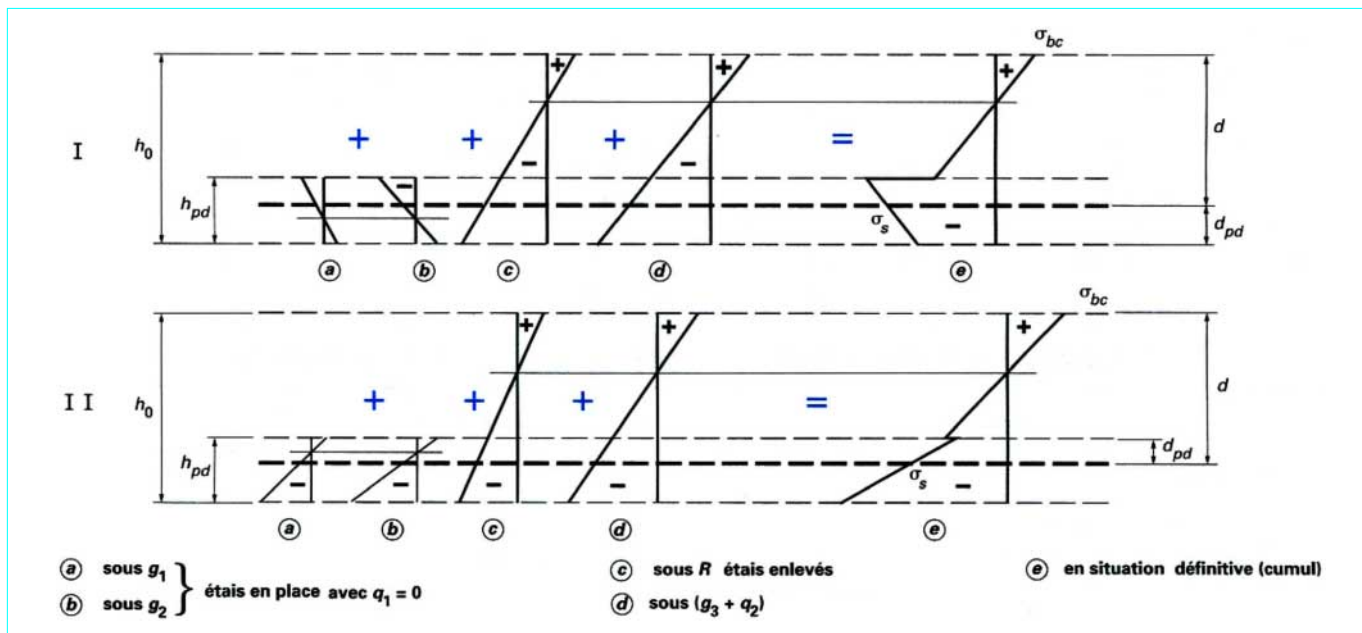


Figure 28 – Allure des diagrammes de contraintes et de leur cumul en situation définitive, à l'emplacement d'un étai (I), dans une section située entre les emplacements de deux étais successifs (II) (noter le changement de signification de la quantité d_{pd})

[allures (a) et (b) : figure 27a ; allure (c) : figure 27b ; allure (d) : figure 27c]

Il faut s'assurer qu'à l'âge j_5 envisagé pour cette opération on a, sous l'effet des charges appliquées :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{cj5}$$

Sinon, l'opération d'enlèvement des étais ne pourra être réalisée qu'à un page j supérieur à j_5 et tel que :

$$f_{cj} \geq \frac{\sigma_{bc}}{0,6}$$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, il faut en outre s'assurer que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$, $\bar{\sigma}_s$ étant calculé pour la résistance à la traction du béton à l'âge j_5 .

Il ne reste plus qu'à tracer les diagrammes des contraintes cumulées pour les charges agissant dans la phase 6 (figure 28) et à contrôler que les bornes déterminées comme indiqué au paragraphe b ci-avant ne sont pas dépassées (si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, il s'agit pour l'acier de la limite $\bar{\sigma}_s$ calculée avec f_{t28}).

3.6.2.2 Autres justifications relatives à la flexion

Lorsqu'un panneau de dalle a son coffrage constitué par plusieurs prédalles juxtaposées, les sections au droit des joints transversaux intermédiaires de prédalles peuvent être considérées soit

comme rétablissant la continuité, soit comme des articulations, suivant les dispositions de ferrailage adoptées dans le béton coulé en place au droit de ces joints (figure 29) ; le cas de charges concentrées relativement importantes exige un examen particulier (CPT visé au paragraphe 3.6.).

Les règles relatives aux sections minimales (mentionnées en [C 2 310]) s'appliquent aux armatures des prédalles, dans leurs deux directions, et aux armatures couvre-joints rétablissant la continuité au droit des joints visés ci-avant. L'épaisseur de référence est l'épaisseur totale de la dalle finie, éventuellement réduite dans les conditions précisées au paragraphe 3.4.

3.6.3 Justifications sous sollicitations tangentes

La résistance au glissement est à justifier au niveau de la surface de reprise entre prédalle et dalle coulée en place en application de la règle des coutures [C 2 308]. Toutefois, aucune armature de coudre n'est requise si les conditions suivantes sont respectées simultanément :

a) il s'agit de planchers de constructions courantes (§ 1.1) pour lesquels aucune protection parasismique n'est exigée ;

b) la surface de reprise est traitée pour lui conférer une rugosité importante (§ 3.6) ;

c) la contrainte tangente conventionnelle $\tau_u = V_u/d$ (V_u en MN/m, d en m) n'excède pas 0,35 MPa ; cette dernière valeur peut éventuellement être dépassée, sur justifications, lorsque la face supérieure de la prédalle comporte des indentations marquées ayant un profil géométrique bien défini.

Si l'une quelconque des conditions précédentes n'est pas remplie, il faut prévoir des armatures de couture, déterminées à partir de la force totale de glissement ultime s'exerçant sur les tiers extrêmes ($g_u = \tau_u b_0$) et disposées dans ces zones. Le pas des files d'armatures de couture n'excède pas l'épaisseur h du plancher et l'intervalle de ces files n'excède pas $3h$ (figure 30).

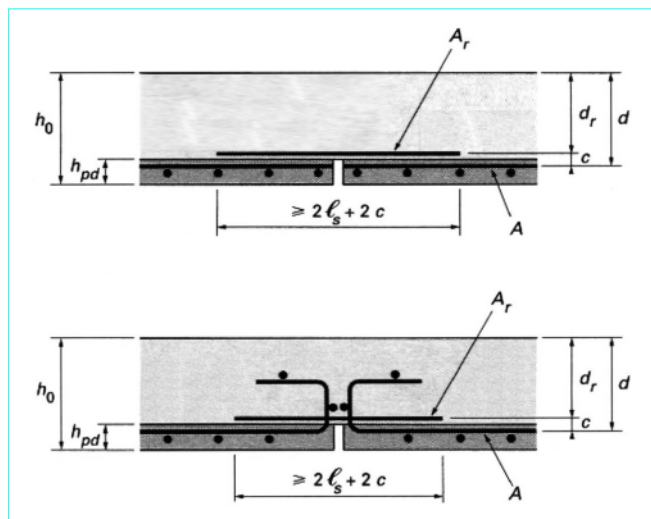


Figure 29 – Armatures rétablissant la continuité au droit d'un joint transversal entre deux prédalles. Dispositions possibles [$A_r \geq A(d/d_r)$]

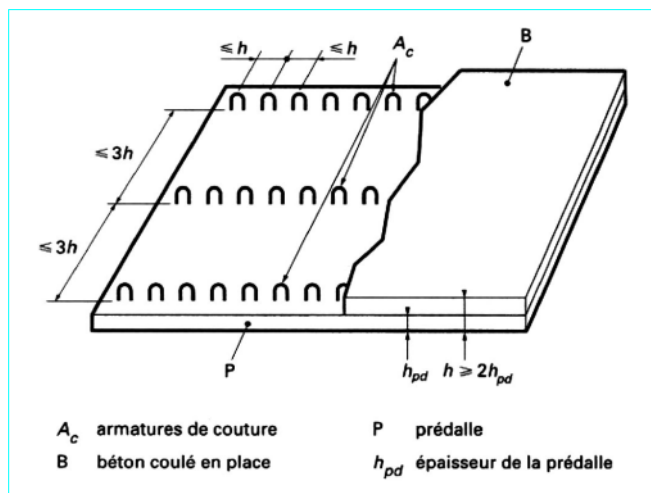


Figure 30 – Disposition des armatures de couture entre prédalle et béton coulé en place

L'ancrage des armatures de couture (treillis, raidisseurs, grecques...) dans la prédalle nécessite en principe la présence d'une armature filante soudée en partie inférieure des coutures, et le maintien de leur stabilité lors de leur pose conduit à prévoir des tronçons d'armatures soudés perpendiculairement à l'armature filante de façon à former un pied.

3.6.4 Conditions d'appui

Les aciers inférieurs (sens porteur) doivent être ancrés sur appuis selon les règles indiquées en [C 2 310], ce qui conduit généralement à les faire dépasser en attente.

3.6.5 Poinçonnement

À défaut de justifications particulières, il convient d'appliquer à la vérification de la dalle finie les règles indiquées en [C 2 308], mais en remplaçant dans la formule donnant la valeur Q_u le coefficient 0,045 par 0,030.

3.6.6 Déformabilité

Les calculs de déformation doivent être conduits en tenant compte du retrait différentiel entre le béton coulé en place et celui des prédalles, évalué en fonction de l'âge de celles-ci lors de leur mise en œuvre.

4. Planchers-champignons et planchers-dalles

4.1 Définition

Ainsi qu'il a été indiqué en [C 2 312], on désigne sous ces dénominations des planchers constitués par des dalles continues, sans nervures, supportées directement par des piliers, sauf éventuellement sur leurs rives le long desquelles peuvent exister des murs porteurs ou des poutres en saillie au-dessous des dalles.

Deux cas peuvent se présenter :

- les piliers sont pourvus en partie supérieure, à chaque étage, de **chapiteaux** en forme de troncs de cône ou de pyramide renversés : dans ce cas, il s'agit de **planchers-champignons** ;
- les piliers ne comportent pas d'épanouissements en tête : dans ce cas, il s'agit de **planchers-dalles**.

Dans les deux cas, les dalles sont pleines, en général d'épaisseur constante et pourvues d'armatures inférieures et supérieures disposées suivant deux directions orthogonales ; en principe, elles ne comportent pas d'étriers, sauf éventuellement très localement. Les dalles peuvent être prolongées en porte à faux au-delà des appuis de rive.

Comme indiqué en [C 2 312], en raison de la présence des chapiteaux, les planchers-champignons ne sont pratiquement pas utilisés dans les bâtiments à usage d'habitation ou similaires où l'on a plutôt recours aux planchers-dalles ; ils sont en principe réservés aux planchers des bâtiments industriels à charge d'exploitation élevée.

4.2 Détermination des sollicitations

Dans le cas le plus général, la détermination des sollicitations dans les planchers-champignons et les planchers-dalles est très complexe. Pendant longtemps, le problème a été abordé en imaginant des schémas de calcul dans lesquels on considérait des panneaux de dalle reposant sur des poutres noyées fictives, dont on se fixait assez arbitrairement les dimensions ; c'était notamment le cas où les planchers comportaient, spécialement en rive, des panneaux trapézoïdaux ou triangulaires.

Actuellement, de tels problèmes peuvent être traités par application de méthodes plus élaborées : éléments finis, théorie de l'équivalence, qui nécessitent le recours au calcul automatique.

4.2.1 Dispositions des planchers auxquels s'appliquent les méthodes de l'Annexe E4 des Règles BAEL

Dans un grand nombre de cas, il est possible d'appliquer, dans les domaines qui leur sont propres, les méthodes définies à l'Annexe E4 des Règles BAEL.

Ces méthodes s'appliquent aux cas où les traces des axes verticaux des piliers sur le plan de la face supérieure du plancher sont les points d'intersection de deux séries de droites orthogonales X_1, X_2, \dots, X_i et Y_1, Y_2, \dots, Y_j situées dans ce plan dont les directions sont repérées respectivement par les lettres X et Y et qui divisent le plancher en rectangles de dimensions ℓ_x et ℓ_y , les valeurs de ℓ_x (ou ℓ_y) pouvant être différentes pour deux travées successives suivant la direction X (ou Y) (figure 31).

Les poteaux sont supposés de section rectangulaire de dimensions $a \times b$ (a suivant X, b suivant Y) (figure 31) ; les Règles définissent pour les chapiteaux un **volume utile** dont la grande base, en sous-face du plancher, est un rectangle de dimension $a' \times b'$ (figure 32).

4.2.2 Conditions d'application et principe de la méthode la plus générale de l'Annexe E4

La première méthode, la plus générale, définie dans l'Annexe E4, a un domaine d'application limité aux cas où les inégalités suivantes sont simultanément vérifiées :

$$\ell_y/2 \leq \ell_x \leq 2 \ell_y$$

$$\frac{b}{2} \leq a \leq 2 b$$

$$a \leq 0,2 \ell_{x1}$$

$$a' \leq 0,4 \ell_{x1}$$

$$\frac{b'}{2} \leq a' \leq 2 b'$$

$$b \leq 0,2 \ell_{y1}$$

$$b' \leq 0,4 \ell_{y1}$$

avec ℓ_{x1} et ℓ_{y1} étant les dimensions de celui des quatre panneaux entourant le poteau considéré qui a la plus faible surface.

Le principe général de la méthode de calcul des sollicitations est le suivant :

on étudie, indépendamment l'une de l'autre, les flexions dans les sens X et Y des panneaux constituant le plancher et cela en prenant en compte dans chaque sens la totalité des charges permanentes et des charges d'exploitation correspondant au cas de charge envisagé.

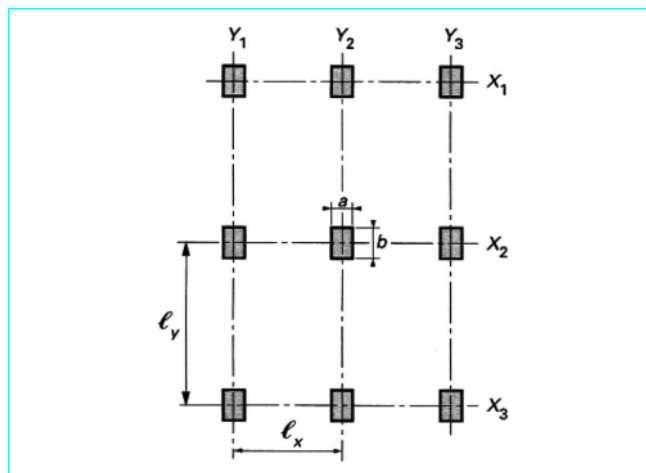


Figure 31 – Disposition des points d'appui dans les deux sens X et Y

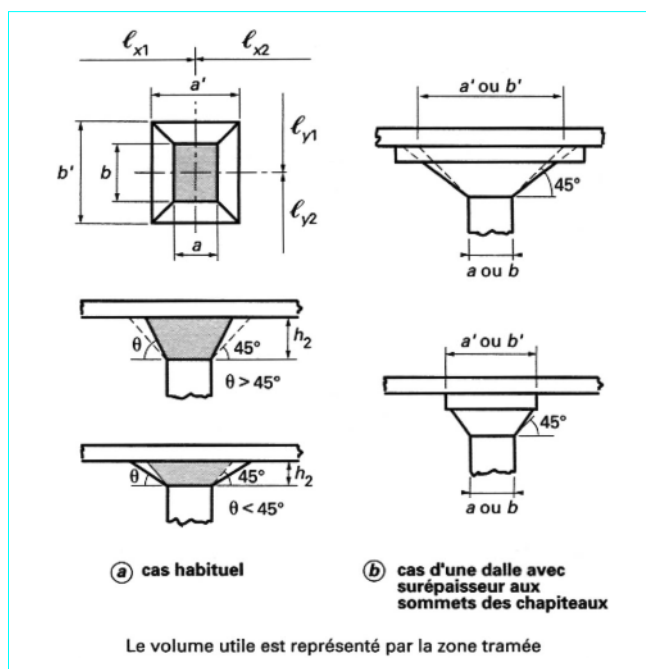


Figure 32 – Volume utile des chapiteaux

Les combinaisons d'actions et les cas de charge à considérer sont celles et ceux définis pour les poutres au paragraphe 2.2.

Pour l'application du principe général, le bâtiment est décomposé en deux séries de portiques X et Y supposés indépendants les uns des autres dont les plans moyens sont les plans verticaux contenant les axes (X) et (Y). On doit ainsi considérer dans chaque série un certain nombre de portiques intermédiaires et deux portiques de rive (figure 33). Les sollicitations sont calculées par les méthodes classiques de la Résistance des Matériaux (méthodes des constantes d'appui, des rotations, de H. Cross) ; toutefois, pour tenir compte du fait que la solidarité des poteaux et de la dalle n'est assurée que localement, l'Annexe E4 des Règles BAEL indique des coefficients correctifs au **facteur de rigidité** des poteaux, ainsi qu'au **facteur de transmission** et au moment d'encastrement des traverses.

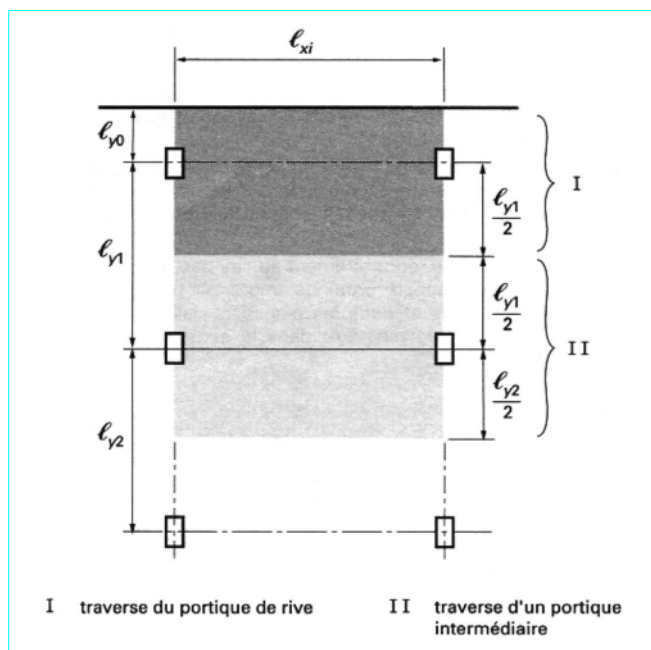


Figure 33 – Décomposition du plancher en portiques pour le calcul des sollicitations

4.2.3 Méthode de calcul approché des sollicitations

L'Annexe E4 des Règles BAEL donne de plus une méthode de calcul approché des sollicitations dont la validité est limitée aux cas suivants :

- les rapports ℓ_x/ℓ_y et a/b des dimensions des panneaux et des poteaux sont compris entre 2/3 et 3/2 ;
- les portées ℓ_x (ou ℓ_y) de deux panneaux successifs ne diffèrent pas de plus de 30 % ;
- la résistance aux forces horizontales est assurée par une structure rigide (murs-pignons, façades, refends, palées) distincte de celle du plancher.

Les moments de part et d'autre d'un nœud de portique sont fonction des charges appliquées sur les traverses encadrant le nœud considéré, des portées de celles-ci, de leurs moments d'inertie, des hauteurs de poteaux aboutissant en ce nœud et de leurs moments d'inertie. Cette méthode présente une grande analogie avec la méthode Caquot exposée au paragraphe 2.3.2, mais les portées des traverses doivent être comptées entre axes, et non entre nus, des appuis.

4.3 Vérification des conditions de résistance

4.3.1 Résistance de la dalle aux moments de flexion

Pour l'étude de la flexion, chaque panneau est décomposé, dans chaque sens, en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis (figure 34) ; la largeur de ces dernières est définie à l'Annexe E4 par deux valeurs :

- l'une pour la vérification aux moments sur appuis (ℓ'_{xa} ou ℓ'_{ya}) ;
- l'autre pour la vérification aux moments en travée (ℓ'_{xt} ou ℓ'_{yt}).

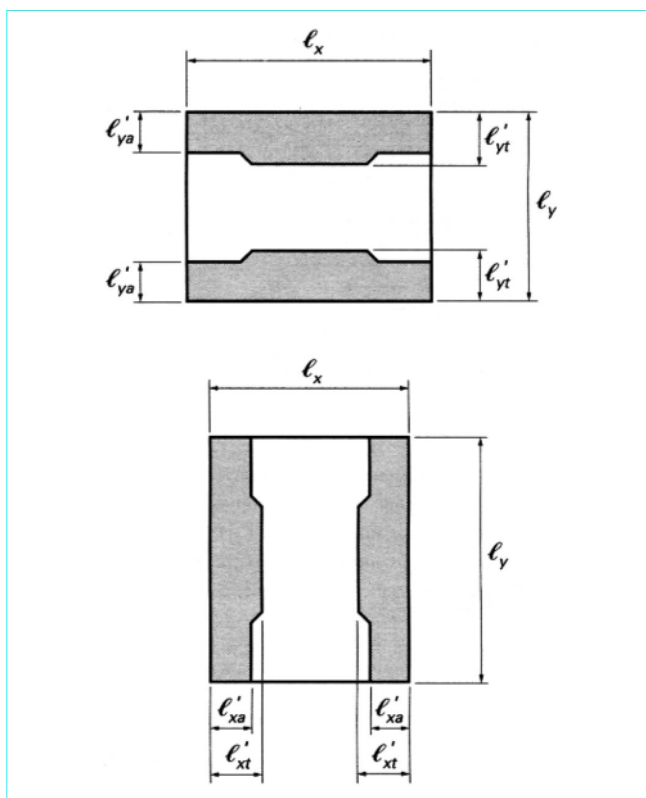


Figure 34 – Largeurs des demi-bandes sur appuis à prendre en compte dans les justifications de résistance

Les moments de flexion maximaux (en valeur absolue) sur appuis et en travée résultant du calcul en portiques (suivant § 4.2.2 ou 4.2.3) sont répartis entre les bandes centrales et les demi-bandes sur appuis, par application de coefficients forfaitaires définis à l'Annexe E4, tant pour les portiques intermédiaires que pour les portiques de rive.

Les moments de flexion affectés à chaque bande sont supposés uniformément répartis sur la largeur de celle-ci ; en conséquence, la répartition des armatures correspondantes est uniforme ; la détermination de la section de ces armatures et la vérification de la résistance du béton sont faites par les méthodes générales exposées en [C 2 306], mais il convient, dans le cas des planchers-champignons, de tenir compte de la hauteur utile des goussets fictifs de pente 1/3 comme indiqué dans l'article [C 2 306].

En définitive, dans les planchers-champignons et les planchers-dalles (figure 35), les armatures **inférieures** sont constituées :

- au centre des panneaux, par un quadrillage d'armatures orthogonales (A_{xc} et A_{yc}) ;
- dans les bandes sur appuis dans les deux sens, par des armatures dont une partie peut ne pas être prolongée jusqu'aux appuis (A_{xa} et A_{ya}) ;
- et les armatures **supérieures** sont constituées :
 - au voisinage des appuis, par des armatures formant *chapeaux* des bandes sur appuis dans les deux sens (A'_{xa} et A'_{ya}) ;
 - dans la zone centrale des bandes sur appuis, par des armatures formant *chapeaux* disposées perpendiculairement aux axes de ces bandes (A'_{xc} et A'_{yc}).

Les dispositions de ferrailage sont donc analogues à celles que comporteraient des panneaux de dalle portant dans les deux sens reposant sur des poutres noyées constituées par les bandes sur appuis.

Mais il faut noter que, contrairement au cas des panneaux de dalle reposant sur quatre appuis continus (murs ou poutres), dans les planchers-champignons et dans les planchers-dalles, les armatures de plus forte section doivent être dans le sens de la plus grande portée et en premier lit.

4.3.2 Vérification résultant des conditions imposées par la Statique

Quelles que soient les méthodes utilisées pour la détermination des sollicitations, il convient de procéder aux vérifications suivantes résultant de la Statique, pour chaque panneau de plancher-champignon ou de plancher-dalle.

On calcule :

$$M_{0x} = \frac{p \ell_y \ell_x^2}{8}$$

et

$$M_{0y} = \frac{p \ell_x \ell_y^2}{8}$$

Soit (figure 36) :

$M_{AB}(M_{CD})$ la valeur absolue du moment résistant négatif sur AB (CD) entre les axes Y_i et Y_{i+1}

M_{ty} le moment résistant positif au milieu du panneau de portée ℓ_y entre les axes Y_i et Y_{i+1}

$M_{AD}(M_{BC})$ la valeur absolue du moment résistant négatif sur AD (BC) entre les axes X_i et X_{i+1}

M_{tx} le moment résistant positif au milieu du panneau de portée ℓ_x entre les axes X_i et X_{i+1}

On doit vérifier que :

$$\frac{1}{2} (M_{AB} + M_{CD}) + M_{ty} \geq M_{0y}$$

et

$$\frac{1}{2} (M_{AD} + M_{BC}) + M_{tx} \geq M_{0x}$$

Nota : ces inégalités doivent d'ailleurs être également vérifiées dans le cas d'un panneau de dalle reposant sur quatre poutres si l'on prend en compte les moments dans la dalle et dans les poutres supports ainsi qu'il est facile de le constater dans le cas du panneau carré ou du panneau rectangulaire allongé.

4.3.3 Résistance de la dalle aux efforts tranchants

Les efforts tranchants résultant du calcul en portique dans chaque sens sont évalués dans les sections aux bords des chapiteaux ou aux nus des poteaux dans les planchers-dalles ; pour tenir compte de la transmission des charges dans les deux sens, ils sont multipliés par les coefficients :

$$\frac{\ell_y + b'}{2 \ell_y} \text{ (dans le sens X) et } \frac{\ell_x + a'}{2 \ell_x} \text{ (dans le sens Y)}$$

$$\text{ou } \frac{\ell_y + b}{2 \ell_y} \text{ et } \frac{\ell_x + a}{2 \ell_x} \text{ s'il s'agit de planchers-dalles}$$

On peut se dispenser de prévoir des étriers – ce qui doit être le cas normal – si les efforts tranchants ainsi déterminés sont inférieurs à :

$$\frac{0,05}{\gamma_b} f_{c28} (b' + h) d \text{ (dans le sens X)}$$

$$\text{et } \frac{0,05}{\gamma_b} f_{c28} (a' + h) d \text{ (dans le sens Y)}$$

avec h épaisseur totale de la dalle,

d hauteur utile,

a' et b' étant remplacés par a et b dans les planchers-dalles.

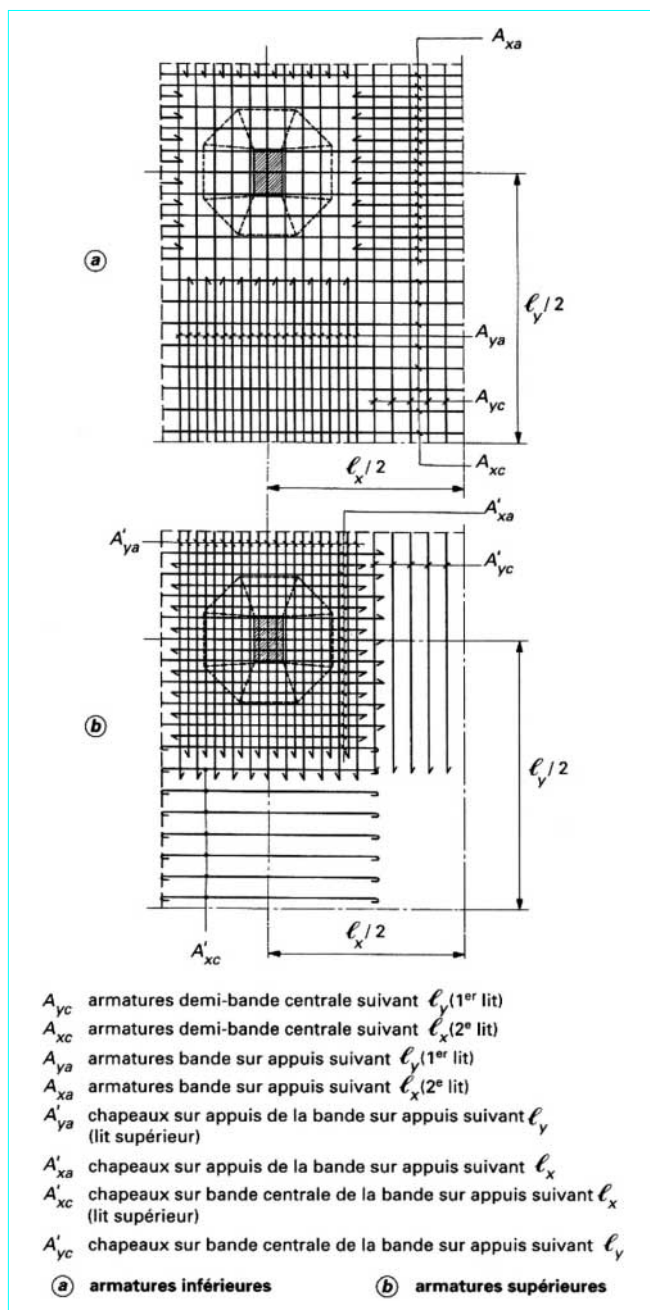


Figure 35 – Dispositions schématiques de ferrailage d'un quart de panneau de plancher-champignon ($\ell_y > \ell_x$)

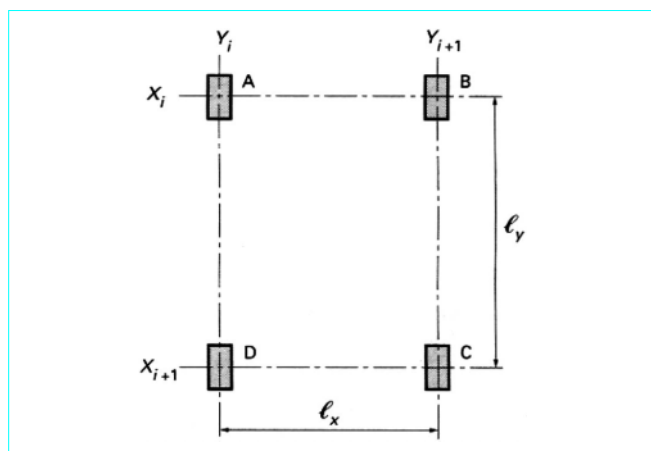


Figure 36 – Vérification des conditions imposées par la Statique

4.3.4 Résistance des piliers et des chapiteaux

Les piliers doivent être vérifiés en flexion composée plane (et non en flexion déviée) successivement dans la direction X et dans la direction Y . Dans les planchers-champignons, les chapiteaux comportent des armatures obliques (figure 37) pour assurer la résistance à la flexion en cas de disposition dissymétrique des charges d'exploitation.

L'article E 4.5 des Règles BAEI fixe des conditions relatives à la disposition et à la dimension des trémiés.

4.4 Règles simplifiées applicables à certains planchers-dalles

4.4.1 Domaine d'application

Ces règles ne concernent que des planchers-dalles appartenant à des bâtiments dans lesquels la résistance aux forces horizontales est entièrement assurée par une structure rigide.

De plus, les conditions suivantes doivent être remplies :

- la somme des charges d'exploitation appliquées à chaque élément est au plus égale aux deux tiers de la somme des charges permanentes : $Q_B \leq (2/3) G$, ce qui est généralement le cas dans les bâtiments d'habitation ;
- le nombre de travées dans chaque sens (X et Y) est au moins égal à 2 ;
- le rapport des portées de deux panneaux voisins, mesurées dans la même direction, est compris entre 0,5 et 2 ;
- les dimensions a et b de la section droite des poteaux vérifient les inégalités :

$$a \leq \frac{\ell_{x1}}{4} \quad \text{et} \quad b \leq \frac{\ell_{y1}}{4}$$

ℓ_{x1} et ℓ_{y1} étant les plus petites portées des panneaux entourant le poteau considéré ;

- s'il existe des charges localisées sur un panneau, chacune d'elles ne dépasse pas le dixième de l'ensemble des charges appliquées au panneau.

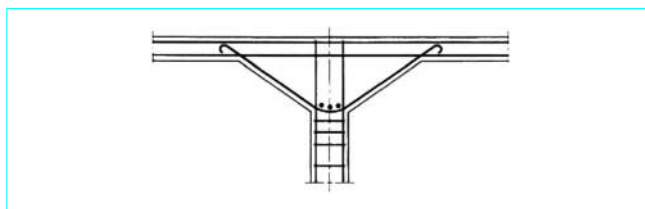


Figure 37 – Armatures des chapiteaux

4.4.2 Principes de la méthode de calcul

L'élément de base du calcul est constitué par un panneau de dalle limité par les plans verticaux contenant les axes des poteaux de deux files voisines (figure 36). Ce panneau est considéré, dans chaque sens, comme une poutre reposant sur des appuis disposés suivant des droites joignant les axes des poteaux des files perpendiculaires. La totalité des charges permanentes et d'exploitation est appliquée à chacune des deux séries de panneaux perpendiculaires considérées successivement.

Les moments qui sollicitent chaque panneau peuvent être déterminés par application de la méthode forfaitaire exposée au paragraphe 2.3.1, sous réserve de prendre en compte dans les calculs la portée entre axes des poteaux et non la portée entre nus des appuis.

Les règles simplifiées définissent ensuite des largeurs de bandes en travée et sur appuis et des coefficients forfaitaires de répartition des moments de flexion entre les différentes bandes. On peut ainsi vérifier la résistance du béton et déterminer la section des armatures.

4.4.3 Conditions de résistance à l'effort tranchant

Les règles simplifiées fixent également des conditions concernant la résistance à l'effort tranchant, ainsi que la disposition et les dimensions des trémiés. Comme les trémiés pour le passage des gaines et canalisations diverses sont le plus souvent disposées au voisinage des poteaux, on peut être conduit pour assurer la transmission des charges aux appuis à disposer des poutres noyées comportant armatures de renfort et cadres ou étriers.

4.4.4 Épaisseur minimale

L'Annexe E4 précise qu'il n'est pas nécessaire de justifier les planchers-dalles des bâtiments d'habitation ou similaires à l'état-limite de déformation, si les conditions suivantes sont respectées :

- planchers supportant des revêtements ou des cloisons fragiles : $\ell \leq 22h$;
 - autres planchers : $\ell \leq 30h$;
- ℓ désignant la plus grande portée ℓ_x ou ℓ_y des panneaux, et h étant l'épaisseur totale de la dalle.

5. Poteaux

Les principes et méthodes de justification ont fait l'objet des paragraphes suivants de l'article [C 2 306] :

- § 2 et 2.1 État-limite ultime de résistance : sollicitations agissantes de calcul, principe du calcul ;
- § 3 État-limite ultime de stabilité de forme ;

- § 5.2 Compléments concernant les états-limites ultimes des poteaux isolés exposés à une instabilité de forme ;
- § 5.3 Poteaux soumis à une compression réputée centrée ;
- § 6.1 et 6.4 Compléments concernant les états-limites de service : pièces soumises à la compression simple et pièces soumises à la flexion composée.

Par ailleurs, la question de la jonction des barres a été examinée en [C 2 308] et les dispositions constructives ont été définies en [C 2 310]. Mais les Règles applicables aux ossatures et éléments courants des structures en béton armé apportent à ces dispositions générales des compléments et des simplifications concernant le calcul des efforts et les justifications des poteaux le plus fréquemment rencontrés dans le domaine du **bâtiment**. Ces compléments et simplifications sont résumés ci-après.

5.1 Calcul des sollicitations

Les poteaux des **constructions courantes** définies au paragraphe 1.1 sont souvent calculés en négligeant les effets de solidarité avec les poutres qu'ils supportent. On peut alors appliquer les méthodes approchées de calcul définies ci-après.

5.1.1 Évaluation des charges verticales

Les charges verticales (actions dues à la pesanteur) agissant sur les poteaux peuvent être évaluées :

- en faisant application, s'il y a lieu, de la loi de dégression des charges d'exploitation dans les bâtiments à étages ;
- en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, à défaut de calculs plus précis, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux intermédiaires, les charges évaluées dans l'hypothèse de la discontinuité doivent être majorées forfaitairement de (conséquence du § 2.2.2a) :

- 15 % pour des poteaux centraux dans les bâtiments à deux travées ;
- 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Les charges évaluées dans la même hypothèse sur les poteaux de rive ne sont pas réduites ; la surestimation des charges qui en résulte compense, dans une certaine mesure, la non-prise en compte des efforts de flexion qui sollicitent ces poteaux de rive. Il convient toutefois de remarquer que cette simplification n'est légitime que si le rapport de la raideur des poutres de plancher à la raideur des poteaux est soit suffisamment grand (cas le plus fréquent), soit suffisamment petit (cas exceptionnel).

Lorsque les éléments de rive sont prolongés par des parties en porte-à-faux, il y a lieu de tenir compte dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux de l'effet de console calculé en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive.

5.1.2 Évaluation des sollicitations dues aux forces horizontales

À défaut de calculs plus précis, les sollicitations qui s'exercent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages peuvent être évaluées à partir d'hypothèses logiques simples et notamment des trois qui suivent, dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les

raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide :

- les forces horizontales agissant sur une file de poteaux sont réparties entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie desdits poteaux, ceux des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8 ;
- les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et articulés à mi-hauteur d'étage ; dans la hauteur de l'étage inférieur, les points de moment nul sont fixés en considération des liaisons avec les poutres du premier plancher et les organes de fondation, ainsi que des conditions de déformation des fondations ; il convient de noter à ce sujet que, dans les circonstances les plus courantes, la liaison des poteaux à leur fondation est plus proche d'une articulation que d'un encastrement ;
- les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux au point équidistant des deux poteaux de rive.

5.2 Combinaisons d'actions à considérer

5.2.1 Poteaux soumis à une compression réputée centrée

La définition, de caractère conventionnel, des poteaux soumis à une compression réputée centrée a été donnée en [C 2 306].

Dans les combinaisons d'actions définies ci-après, Q_B représente l'action des charges d'exploitation évaluée au niveau considéré, en faisant application, s'il y a lieu, de la loi de dégression dans les bâtiments à étages ; sur la terrasse d'un immeuble, Q_B peut représenter soit la charge d'exploitation, soit la charge de neige.

5.2.1.1 Poteaux soumis uniquement aux actions résultant des charges permanentes et des charges d'exploitation

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35 G + 1,5 Q_B$$

mais d'autres combinaisons doivent être envisagées, notamment lorsque des porte-à-faux importants sont susceptibles de provoquer des efforts de soulèvement dans certains poteaux.

5.2.1.2 Poteaux soumis aux actions résultant des charges permanentes, des charges d'exploitation et du vent

De tels poteaux ne sont soumis à une compression réputée centrée que s'ils constituent la membrure comprimée d'un dispositif de contreventement.

Dans les cas les plus courants, les quatre combinaisons d'actions à prendre en considération sont :

$$1,35 G + 1,5 Q_B$$

$$1,35 G + 1,5 Q_B + W$$

$$1,35 G + 1,5 W + 1,3 \psi_0 Q_B$$

$$G + 1,5 W$$

où le coefficient ψ_0 prend les valeurs indiquées au paragraphe 2.1.2.2.

5.2.2 Autres poteaux

Ce sont en particulier les poteaux d'ossatures calculées en portiques sous l'action des charges de pesanteur et du vent.

Les combinaisons d'actions à considérer sont les mêmes que pour les poutres (§ 2), Q_B ayant la définition donnée au paragraphe 5.2.1.

5.3 Longueur de flambement

La longueur de flambement ℓ_f est évaluée en fonction de la longueur libre ℓ_0 des poteaux et de leurs liaisons effectives.

5.3.1 Évaluation de la longueur libre

La longueur libre ℓ_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du premier plancher.

5.3.2 Cas du poteau isolé

En l'absence de tout dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur ℓ_f est prise égale à :

- $2\ell_0$ si le poteau est encastré à une extrémité et libre à l'autre ;
- ℓ_0 si le poteau est articulé aux deux extrémités ou encastré aux deux extrémités, celles-ci étant libres de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;
- $\ell_0/\sqrt{2}$ si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre ;
- $\ell_0/2$ si le poteau est encastré aux deux extrémités, celles-ci étant empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

Les encastrements rencontrés en pratique étant rarement parfaits, les longueurs de flambement effectives sont plus grandes que les longueurs théoriques indiquées ci-avant.

5.3.3 Cas des poteaux de bâtiments

■ Dans les bâtiments à étages dont le contreventement est assuré par un système de pans verticaux rigides (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante [C 2 312]) et où la continuité des poteaux est également assurée aux différents étages, la longueur de flambement ℓ_f d'un poteau est prise égale à :

- $0,7\ell_0$ si le poteau est à ses extrémités soit encastré dans un massif de fondations, soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part ;
- ℓ_0 dans tous les autres cas.

■ Dans les autres bâtiments dont le contreventement est assuré par des ossatures, l'état-limite ultime de stabilité de forme est à justifier cas par cas, car il n'est plus alors possible de se référer à la notion de longueur de flambement résultant du fonctionnement supposé élastique de l'ossature.

5.4 Justification des poteaux

Dans le cas de poteaux soumis à une compression réputée centrée, la charge portante peut être déterminée par la méthode forfaitaire exposée en [C 2 306].

■ Dans le cas de poteaux chargés de façon excentrée ou sollicités par des couples de flexion importants, s'ils entrent dans le domaine d'application défini en [C 2 306], on applique la méthode forfaitaire exposée au § 5.1.5, sinon on applique la méthode générale exposée en [C 2 306]. Pour ces poteaux, dans certains cas, il est loisible, sur justifications, de tenir compte de l'accroissement de la résistance du béton après 28 jours, dont il n'a pas été tenu compte dans la méthode générale.

L'Annexe E7 des Règles BAEL donne quelques indications sur les conditions de vérification des poteaux des structures hyperstatiques ; le recours à l'ordinateur est alors souvent nécessaire.

5.5 Utilisation de poteaux préfabriqués

Les Règles BAEL contiennent certaines prescriptions concernant l'utilisation de poteaux préfabriqués dans les ossatures des bâtiments ; cette question n'était pas évoquée dans les Règles antérieures. La mise en œuvre de tels poteaux est d'ailleurs déconseillée dans des bâtiments susceptibles d'être soumis à des vibrations ou à des séismes et, la participation des poteaux au contreventement nécessitant une étude spéciale des liaisons, leur utilisation n'est que très exceptionnellement prévue en dehors des cas où la stabilité sous l'action des forces horizontales est assurée par des pans de contreventement rigides.

Le cas des poteaux avec nœuds d'assemblages complètement bétonnés en œuvre permet de réaliser relativement facilement les recouvrements et les ancrages des armatures : seule la mise en œuvre du béton des nœuds implique certaines précautions (composition granulaire, serrage).

Dans le cas de joints d'épaisseur réduite, la transmission des efforts entre poteaux et poutres de planchers, ainsi qu'entre poteaux superposés, soulève plus de difficultés. Les Règles donnent les recommandations suivantes :

- a) la liaison poteau-poutre de plancher doit de préférence être prévue de telle sorte que la reprise de bétonnage ne soit pas dans le prolongement d'une des faces du poteau ;
- b) cette liaison doit être conçue de façon à éviter que la transmission des charges verticales fasse intervenir des cheminements d'efforts par des éléments de nature ou d'âge différents ou des parties fragiles ;
- c) les aciers des poutres de planchers doivent entourer les goujons de la tête du poteau inférieur et ceux du pied du poteau supérieur.

La liaison entre poteaux superposés, conçue essentiellement pour assurer la transmission de charges verticales centrées, comporte généralement un dispositif de goujonage en tête et en pied. Deux solutions peuvent être adoptées, dans le cas de poutres coulées sur place :

- celle de la figure 38 avec une couche de mortier de faible épaisseur (2 cm maximum hors réservation des goujons) ; cette couche peut être mise en place avant ou après la pose du poteau supérieur ; dans ce dernier cas, il convient de réaliser un certain matage ;
- celle de la figure 39 avec une épaisseur de béton plus importante coulée dans une cuvette assurant un certain fretage du béton.

Les justifications de résistance à l'état-limite ultime sont établies à partir d'un effort normal agissant N_u et d'une excentricité fixée à la plus grande des deux valeurs : 2 cm ou $\ell/250$, la contrainte de compression ultime étant limitée à $0,4 f_{c28}$.

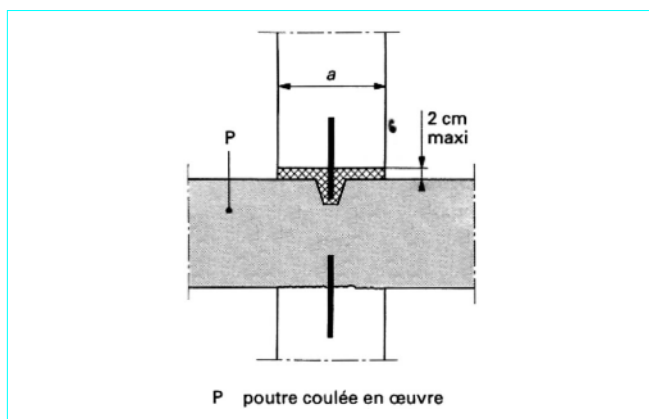


Figure 38 – Joint d'épaisseur réduite (< 2 cm) exécuté avant ou après la pose du poteau supérieur. Dimension de calcul de la section : ($a - 2$ cm)

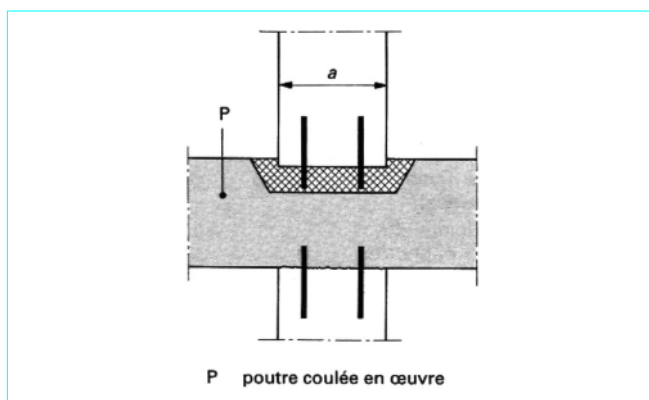


Figure 39 – Cuvette remplie de béton fin pour le logement des goujons. Dimension de calcul de la section : a

Dans le cas de la figure 38, la surface sur laquelle est appliquée cette sollicitation est délimitée par un contour tracé à 1 cm en retrait du contour du poteau.

Dans le cas de la figure 39 (joints débordants avec cuvette), on peut prendre en considération la section du poteau.

Sauf justification spéciale, il faut prendre dans le calcul du poteau une longueur de flambement ℓ_f égale à la longueur libre ℓ_0 .

Les dispositions de stockage, transport, levage et mise en œuvre doivent éventuellement faire l'objet de justifications.

Enfin, comme les armatures longitudinales des poteaux ne traversent pas habituellement les joints, il convient de resserrer les armatures transversales aux extrémités de ces poteaux, en les doublant par exemple sur une hauteur égale à la petite dimension transversale du poteau considéré.

6. Fondations

Les fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs ou voiles).

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux, par exemple).

La détermination des ouvrages de fondations, en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractéristiques physiques et mécaniques des sols, relève de disciplines et de techniques qui font notamment l'objet des articles *Compressibilité*, *Consolidation*, *Tassement* [C 214], *Résistance au cisaillement* [C 216], *Fondations profondes* [C 248] de ce traité. L'attention est toutefois appelée sur les conditions d'interaction des solutions fondations et structures évoquées en [C 2 312].

Les questions abordées ici ne concernent que la détermination ou la justification des éléments de fondation en tant qu'éléments de béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément porteur de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes (la valeur minimale pouvant éventuellement être un effort de soulèvement) ;
- une force horizontale, résultant par exemple de l'action du vent, qui peut être de grandeur et de direction variables ;
- un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Les valeurs ultimes et de service de ces forces et couples doivent être expressément notifiées à l'ingénieur chargé de l'étude des fondations par celui qui étudie la structure en élévation. Le maître d'œuvre doit considérer comme une impérieuse obligation de s'assurer que les contacts nécessaires se sont bien établis en temps utile et sont bien maintenus entre les deux ingénieurs spécialistes chargés respectivement des problèmes de fondations et des études de structure.

6.1 Dispositions constructives

6.1.1 Fondations excentrées

Il convient d'éviter dans la mesure du possible les fondations excentrées ; sinon il faut tenir compte des effets de l'excentrement (couple de forces horizontales au niveau de la fondation et à celui du premier plancher, et sollicitation de flexion dans le point d'appui [C 2 317]). Une solution pour s'en affranchir consiste à disposer une ou des **poutres de redressement** susceptibles de *recentrer* la charge et la réaction du sol, donc de grande raideur [C 2 316].

6.1.2 Transmission des efforts des points d'appui aux éléments de fondation

Aux jonctions des points d'appui avec les semelles de fondation, on doit vérifier les conditions de transmission des efforts des points d'appui aux semelles, notamment les conditions d'ancrage des barres constituant les armatures des points d'appui et de celles constituant l'armature de la semelle.

Dans le cas où les poteaux de la structure sont sollicités au niveau supérieur des semelles par des moments de flexion susceptibles de déterminer des efforts de traction sur une ou plusieurs faces, on est souvent conduit à retourner horizontalement les barres longitudinales des poteaux en les croisant à la partie inférieure des semelles (figure 40).

6.2 Combinaisons d'actions à considérer

Les combinaisons d'actions à envisager sont normalement les mêmes que celles indiquées pour les poteaux aux paragraphes 5.2.1.1 et 5.2.1.2 (cas des poteaux soumis à une compression réputée centrée) et au paragraphe 5.2.2 (cas des autres poteaux).

6.3 Méthodes de calcul des semelles de fondation

Les semelles de fondation appartiennent à deux grandes catégories :

- les semelles prenant appui sur le sol sur toute l'étendue de leur face inférieure, que nous appellerons, en abrégé, **semelles sur sol**, dont le calcul relève du DTU 13.12 [82] ;
- les semelles de répartition des charges entre différents pieux de fondation, ou **semelles sur pieux**.

■ Semelles sous points d'appui transmettant des charges centrées

Pour le calcul de telles semelles, sur sol ou sur pieux, il est d'usage courant en France d'appliquer une méthode simple dite **méthode des bielles**, justifiée par l'expérience [92] [94]. Cette méthode suppose que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol, ou aux pieux, par des bielles obliques qui déterminent à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures.

S'il s'agit de semelles sur sol, la pression sur le sol est calculée sous la sollicitation d'état-limite ultime la plus défavorable. Pour le calcul, on admet que cette pression est uniforme et au plus égale à $\sigma_q = q_u/2$ (figure 41a) avec q_u , pression entraînant la rupture du sol, fournie par le rapport d'essai de sol.

■ Semelles sous points d'appui transmettant des charges excentrées

Pour le calcul de telles semelles, on peut appliquer une méthode dite **des moments**, inspirée de celle indiquée dans les Recommandations du Comité Euro-International du Béton [30] [53]. Le principe de cette méthode, non réglementaire, est de déterminer dans des sections de référence bien définies des moments de flexion et des efforts tranchants et de procéder à des vérifications de calcul à l'état-limite ultime.

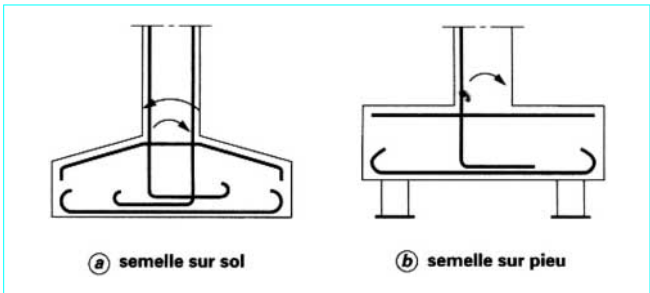


Figure 40 – Ancre des armatures d'un poteau par croisement en partie inférieure de la semelle

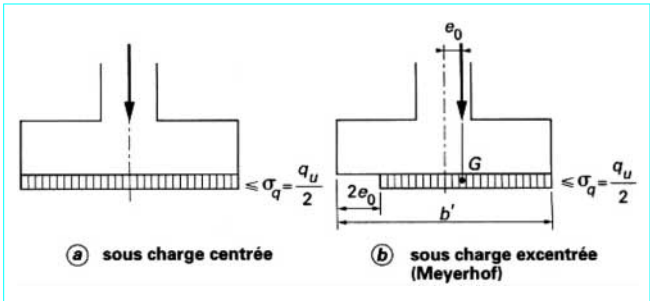


Figure 41 – Diagramme des réactions du sol

S'il s'agit de semelles sur sol, on admet que la pression sur le sol, calculée sous la sollicitation d'état-limite ultime la plus défavorable :

- est uniforme et au plus égale à $\sigma_q = q_u/2$;
- s'exerce sur une aire dont le centre de gravité est confondu avec le point de passage de la résultante des forces extérieures dans la section de base de la semelle (figure 41b).

Dans le présent paragraphe, nous nous limiterons à résumer schématiquement les résultats de l'application des deux méthodes (méthode des bielles, méthode des moments) pour les types de semelles le plus fréquemment rencontrés.

6.3.1 Semelles filantes sous murs (ou sous voiles en béton)

La coupe transversale de telles semelles est normalement conforme à la figure 42, qui définit les notations concernant les dimensions. Parfois, mais plus rarement, pour les semelles armées transversalement, la coupe transversale est trapézoïdale et non rectangulaire.

6.3.1.1 Choix des dimensions

■ Largeur a'

Soit :

- g_0 le poids propre par unité de longueur (MN/m) de la semelle et des terres qui la surmontent éventuellement (au départ, estimé *a priori*) ;
- g la charge permanente ;
- q la charge d'exploitation.

Les charges g et q par unité de longueur de mur (MN/m) sont supposées centrées et sensiblement uniformes dans le sens de la longueur du mur. La charge ultime à la base du mur est, par unité de longueur :

$$p_u = 1,35\,g + 1,5\,q$$

À moins que les conditions de tassement admissible ne soient prédominantes, la largeur minimale à donner à la semelle est définie par :

$$\frac{p_u + 1,35\,g_0}{a'_{min}} = \sigma_q = \frac{q_u}{2} \text{ (MN/m, m, MPa)}$$

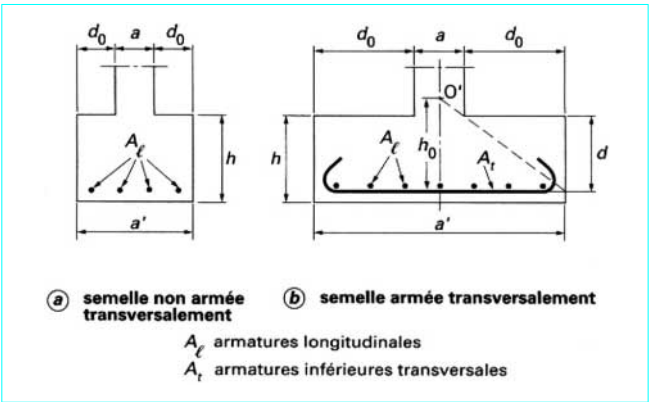


Figure 42 – Coupe d'une semelle continue sous mur

■ Hauteur h

Sauf dans les cas d'un sol rocheux et dans le cas visé au paragraphe 6.3.1.2, la hauteur utile d au collet de la semelle doit remplir les conditions :

$$\frac{d_0}{2} \leq d \leq 2 d_0$$

où d_0 désigne le « débord » :

$$d_0 = \frac{a' - a}{2}$$

Cependant, en général, on cherche plutôt à respecter la condition $d_0 \leq d \leq 2 d_0$.

Dans le cas d'un sol rocheux, il faut $d \geq 2 d_0$ et la semelle doit être coulée dans une engravure de profondeur au moins égale à $h/3$.

Dans tous les cas, la hauteur totale h est normalement prise égale à $d + (4 \text{ à } 5) \text{ cm}$. Si la semelle est trapézoïdale, son épaisseur aux extrémités est au moins égale à $6 \varnothing + 6 \text{ cm}$, \varnothing diamètre des armatures principales (§ 6.3.1.3).

6.3.1.2 Semelles dépourvues d'armatures inférieures perpendiculaires au mur (figure 42a)

De telles semelles ne peuvent être prévues que si les conditions suivantes sont remplies :

- le mur transmet à la semelle (dont les parements verticaux sont normalement enterrés) une charge qui peut être considérée comme uniforme et centrée ;
- la hauteur totale h de la semelle est au moins égale au double du débord $d_0 = (a' - a)/2$ soit :

$$h \geq a' - a$$

Il est cependant nécessaire de placer, à la partie inférieure de telles semelles, des armatures en barres à haute adhérence, **parallèles au mur** et réparties sur toute la largeur, dont la section par mètre de largeur soit au moins égale à $800/f_e \text{ (cm}^2/\text{m)}$, où f_e désigne la limite d'élasticité garantie des armatures. Si la largeur est inférieure à 1 m, la section à répartir sur la largeur réelle est $800/f_e \text{ (cm}^2)$.

6.3.1.3 Cas général : semelles munies d'armatures perpendiculaires au mur (figure 42b)

La charge p_u est supposée transmise au sol par une infinité de bielles de béton concourant (en projection sur un plan vertical) en un point O' situé dans l'axe du mur, à la distance :

$$h_0 = \frac{a'}{2} \frac{d}{d_0}$$

du plan des armatures inférieures.

En écrivant l'équilibre d'un tronçon d'armature de longueur dx à la distance x de l'axe du mur, on trouve la force de traction élémentaire dF_x agissant sur ce tronçon en fonction de la réaction du sol dp_u/dx .

En intégrant ensuite de 0 à $\frac{a'}{2}$, on obtient la valeur maximale de la force de traction que l'armature doit équilibrer, soit :

$$F_0 = \frac{p_u}{4} \frac{d_0}{d} \text{ (MN/m)}$$

■ La section des **armatures principales**, perpendiculaires au mur, dans le cas où la fissuration de la semelle est **peu préjudiciable** est donc :

$$A = A_u \text{ (m}^2/\text{m)} = \frac{p_u}{4} \frac{d_0}{d} \frac{1}{f_{su}} \text{ (MN/m, MPa)}$$

où $f_{su} = f_e/\gamma_s$.

— Si la fissuration est considérée comme **préjudiciable**, on prend $A = 1,10 A_u$.

— Si la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**, $A = 1,50 A_u$.

La contrainte d'adhérence sur l'ensemble des barres se calcule à partir de dF_x/dx . Elle est maximale pour $x = \frac{a'}{2}$ et vaut :

$$\tau_s = \frac{p_u}{a'} \frac{d_0}{d} \frac{1}{m \pi \varnothing}$$

avec m , nombre de barres de diamètre \varnothing utilisées pour réaliser la section A (par mètre).

Dans le cas, le plus fréquent maintenant, où l'on emploie des barres à haute adhérence :

● Si $\tau_s > \tau_{su}$ (avec $\tau_{su} = 1,35 f_{t28}$, [C 2 308]), toutes les barres s'étendent sur la totalité de la largeur de la semelle et sont terminées par des **crochets normaux** ou d'autres ancrages courbes équivalents (par exemple, crochets à 135° avec retour rectiligne de longueur $6 \varnothing$).

● Si $\frac{\tau_{su}}{2} < \tau_s \leq \tau_{su}$ les barres sont droites, mais s'étendent sur la totalité de la largeur de la semelle.

● Si $\tau_s \leq \frac{\tau_{su}}{2}$, on peut arrêter une barre sur deux de l'une des manières indiquées sur la figure 43.

■ Les **armatures secondaires**, parallèles au mur, doivent être réparties sur toute la largeur a' .

— Si le sol est homogène, la section **totale** à disposer sur la largeur a' , exprimée en cm^2 est : $\text{Max} \left[\frac{800 a'}{f_e} ; \frac{A a'}{5} \right]$ (A en cm^2/m , a' en m, f_e en MPa) ; cette section ne peut être inférieure à $800/f_e \text{ cm}^2$ et il faut au moins trois armatures filantes en partie basse.

— Si le sol est hétérogène ou s'il y a des ouvertures à la base du mur, la partie de semelle au-dessus de la zone de mauvais terrain ou au-dessous de l'ouverture est à calculer comme une poutre.

6.3.2 Semelles isolées sous points d'appui isolés (poteaux ou piles)

On vise essentiellement ici le cas des semelles à base rectangulaire sous poteaux de section rectangulaire.

Soient a et b les dimensions de la section droite du poteau, a' et b' les dimensions en plan de la semelle. On suppose $a \leq b$, $a' \leq b'$.

Le plus souvent, les semelles sont parallélépipédiques et, plus rarement, en tronc de pyramide.

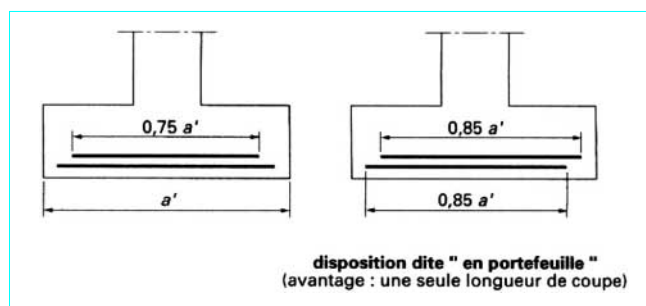


Figure 43 – Modes d'arrêt des armatures transversales d'une semelle filante sous mur

6.3.2.1 Semelle sous poteau transmettant une charge centrée (figure 44)

6.3.2.1.1 Choix des dimensions

■ Surface

Soit :

G_0 le poids propre de la semelle et des terres qui la surmontent éventuellement (au départ, estimé *a priori*) ;

G et Q respectivement la charge permanente et la charge d'exploitation transmises à la base du poteau, supposées centrées.

On pose $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$, charge ultime à la base du poteau.

À moins que les conditions de tassement admissible ne soient prédominantes, l'aire minimale à donner à la semelle est définie par la condition :

$$\frac{P_u + 1,35 G_0}{(a' b')_{\min}} \leq \sigma_q \text{ avec } \sigma_q = \frac{q_u}{2} \text{ (MN, m, MPa)}$$

■ Hauteur

Hormis le cas d'un sol rocheux, la hauteur utile moyenne d_{moy} des armatures inférieures doit être telle que :

$$\frac{d_{01}}{2} \leq d_{\text{moy}} \leq 2 d_{02}$$

où d_{01} désigne le plus grand débord, et d_{02} le plus petit (figure 44).

Dans le cas d'un sol rocheux, il faut :

$$d_{\text{moy}} \geq 2 d_{01}$$

et la semelle doit être coulée dans une engravure de profondeur au moins égale à $h/3$.

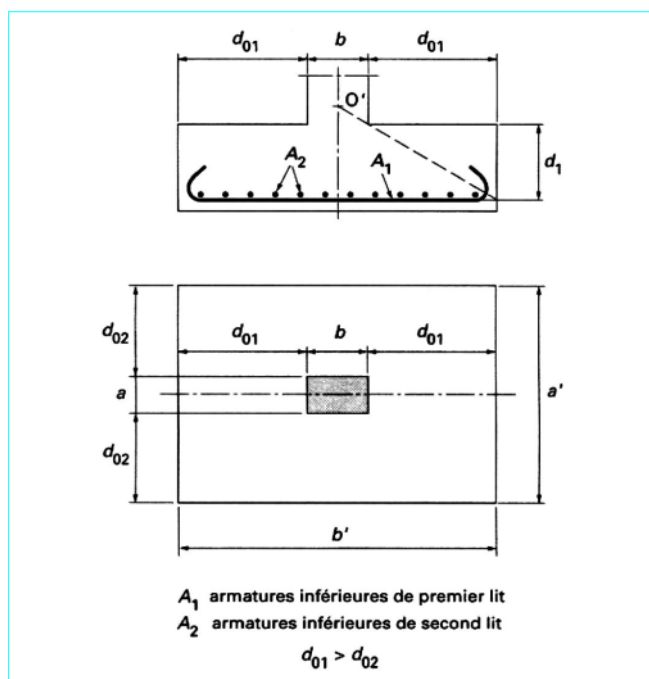


Figure 44 – Semelle à base rectangulaire sous poteau de section rectangulaire

Dans tous les cas, la hauteur h est normalement prise égale à $d + (4 \text{ à } 5) \text{ cm}$.

Remarque

Si les hauteurs utiles d_1 et d_2 des armatures inférieures, disposées respectivement dans le sens du débord d_{01} et dans le sens du débord d_{02} , sont telles que $d_1 \leq d_{01}$ et $d_2 \leq d_{02}$, il est généralement nécessaire de vérifier la condition de non-poinçonnement :

$$P_{\text{red}} \leq \frac{0,045}{\gamma_b} f_{c28} u_c h$$

avec P_{red} charge obtenue en déduisant de P_u la part de réaction du sol agissant sur la base de la pyramide de diffusion à 45° sous le poteau :

$$P_{\text{red}} = P_u - (P_u + 1,35 G_0) \frac{(ab + u_c h)}{a' b'}$$

avec $u_c = 2(a + b + 2h)$ périmètre de la section de cette pyramide à mi-hauteur de la semelle.

6.3.2.1.2 Détermination des armatures par la méthode des bielles

Cette méthode n'est rigoureusement applicable qu'au cas où $a'/a = b'/b$. Elle est parfois extrapolée au cas où $d_{01} \approx d_{02}$.

Les bielles sont supposées concourir au centre d'homothétie O' de la section de base du poteau et de la surface de la semelle, au niveau du plan moyen des armatures (figure 44). Dans le plan vertical contenant l'axe $O'M$ d'une bielle élémentaire aboutissant au centre M d'un élément d'aire $dx dy$ du plan moyen des armatures, la réaction dP_u du sol sur cet élément admet une composante horizontale qui se décompose elle-même en deux forces de traction élémentaires dF_x parallèle au côté a' et dF_y parallèle au côté b' .

En calculant successivement, et dans chaque sens, d'abord l'effort maximal (dF_{0y} ou dF_{0x}) dans une barre passant par M et parallèle à un côté puis, par sommation, l'effort maximal (F_{0y} ou F_{0x}) s'exerçant sur l'ensemble des barres parallèles à ce côté, on aboutit aux résultats suivants, valables pour les cas où la fissuration de la semelle est considérée comme **peu préjudiciable** :

— section totale A_{1u} des armatures du premier lit, parallèles au grand débord (sens b'), réalisée avec m_1 barres de diamètre \varnothing_1 :

$$A_{1u} = \frac{F_{0y}}{f_{su}} = \frac{P_u}{4} \frac{d_{01}}{d_1} \frac{1}{f_{su}}$$

avec d_1 hauteur utile de ces armatures ;

— section totale A_{2u} des armatures de second lit, parallèles au petit débord (sens a'), réalisée avec m_2 barres de diamètre \varnothing_2 :

$$A_{2u} = \frac{F_{0x}}{f_{su}} = \frac{P_u}{4} \frac{d_{02}}{d_2} \frac{1}{f_{su}}$$

avec d_2 hauteur utile de ces armatures.

Si la fissuration de la semelle est considérée comme **préjudiciable**, on prend $A_1 = 1,1 A_{1u}$ et $A_2 = 1,1 A_{2u}$.

Si la fissuration est considérée comme **très préjudiciable**, $A_1 = 1,5 A_{1u}$ et $A_2 = 1,5 A_{2u}$.

Dans tous les cas, les armatures ne comportent aucun arrêt sur toute la dimension correspondante de la semelle et sont réparties uniformément dans le sens parallèle à leur direction, ce qui conduit à des espacements de l'ordre de :

$$\frac{a' - (4 \text{ à } 5 \text{ cm})}{m_1 - 1} \text{ avec } a' \text{ en cm, pour les armatures parallèles au sens } b' ;$$

et $\frac{b' - (4 \text{ à } 5 \text{ cm})}{m_2 - 1}$ avec b' en cm, pour les armatures parallèles

au sens a' .

Elles sont toutes terminées par des crochets normaux ou des ancrages courbes équivalents.

Si l'on veut se dispenser de prévoir des ancrages courbes ou si l'on veut arrêter des barres, il faut opérer comme indiqué en § 6.3.1.3, c'est-à-dire calculer les contraintes d'adhérence :

$$\tau_{s1} = \frac{P_u}{b'} \frac{d_{01}}{d_1} \frac{1}{m_1 \pi \phi_1} \quad \text{et} \quad \tau_{s2} = \frac{P_u}{a'} \frac{d_{02}}{d_2} \frac{1}{m_2 \pi \phi_2}$$

et comparer chacune d'elles, non plus à τ_{su} et $0,5 \tau_{su}$ comme pour les semelles sous murs, mais à $0,8 \tau_{su}$ et $0,4 \tau_{su}$, car les conditions d'adhérence sont dans ce cas moins bonnes que dans les semelles sous murs, par suite des efforts de traction qui s'exercent dans les deux sens.

6.3.2.2 Semelle sous poteau sollicité par un effort normal et un moment de flexion d'axe coïncidant avec un des axes de la semelle

Dans ce qui suit, e_0 désigne l'excentricité par rapport au centre de gravité du béton seul prise en compte dans le calcul des armatures de la section de base du poteau, compte tenu de l'excentricité additionnelle e_a (ou d'une inclinaison involontaire) et, éventuellement, des effets du second ordre.

6.3.2.2.1 Dimensions

On suppose que b' est la dimension de la semelle dans le plan de flexion du poteau.

À moins que les conditions relatives au tassement admissible ne soient déterminantes, les dimensions de la semelle doivent être telles que :

$$a'(b' - 2e_0) \geq \frac{P_u + 1,35 G_0}{\sigma_q}$$

(notations, § 6.3.2.1.1).

La hauteur totale h de la semelle doit satisfaire la condition :

$$d_0 \leq h \leq 2d_0$$

où d_0 désigne le plus grand des deux débords.

6.3.2.2.2 Armatures

■ Armatures parallèles au sens b'

On évalue le moment dans la section S_1 située à $0,35 b$ de l'axe du poteau, en ne considérant que les réactions du sol au-delà de cette section.

Deux cas sont à considérer (figure 45) :

— si $2e_0 < \frac{b'}{2} + 0,35 b$:

$$\begin{cases} V_{u1} = P_u \frac{\frac{b'}{2} - 0,35 b}{b' - 2e_0} \\ M_{uS_1} = V_{u1} \frac{\frac{b'}{2} - 0,35 b}{2} \end{cases}$$

— si $2e_0 \geq \frac{b'}{2} + 0,35 b$:

$$\begin{cases} V_{u1} = P_u \\ M_{uS_1} = P_u (e_0 - 0,35 b) \end{cases}$$

On détermine alors la section A_{1u} nécessaire pour que la section rectangulaire de largeur $b_0 = a'$ et de hauteur d_1 équilibre le moment M_{uS_1} et l'on prend :

- si la fissuration de la semelle est **peu préjudiciable** : $A_1 = A_{1u}$;
- si la fissuration est **préjudiciable** : $A_1 = 1,10 A_{1u}$;
- si la fissuration est **très préjudiciable** : $A_1 = 1,50 A_{1u}$.

Remarque

Le choix de la section S_1 vient du fait que, si l'on étudie la semelle comme un solide à ligne moyenne soumis à la fois à la distribution de contraintes trouvée lors de l'étude du poteau et aux réactions concomitantes du sol, le moment maximal dans la semelle (qui se produit dans une autre section que S_1) a **sensiblement** la même valeur que celui que l'on peut calculer dans la section S_1 , en ne prenant en compte que les **seules réactions du sol** au-delà de cette section.

Les barres ne sont pas arrêtées et s'étendent sur toute la largeur b' :

- si $d_0 \leq h$ leurs extrémités doivent être munies d'ancrages courbes et il faut prévoir au moins quatre barres par mètre de largeur de semelle ;
- si $d_0 > h$ et si $\ell_s \leq d_0 - h$ (figure 46), les ancrages courbes ne sont pas indispensables si, pour des barres HA :

$$\frac{V_{u1}}{m \pi \phi_1 d_1} \leq 0,8 \tau_{su}$$

avec V_{u1} effort tranchant dans la section S_1 ,

$$d_1 = \text{Min} \left[d ; 1,5 \left(\frac{b'}{2} - 0,35 b \right) \right],$$

m nombre de barres sur la largeur a' de la semelle [$m \geq 4 a'$, avec a' en m].

■ Armatures parallèles au sens a'

Dans ce sens, il n'y a pas de moment. Les armatures sont donc déterminées soit par la méthode des bielles pour une semelle ($b' - 2e_0$) a' puisque la charge P_u est centrée dans le plan moyen, soit par la méthode des moments (à $0,35 a$ de l'axe du poteau) en remplaçant dans les formules précédentes a' par $b' - 2e_0$

b' par a'
 b par a .

La section A_2 trouvée doit être telle que $A_2 \geq 0,2 A_1$.

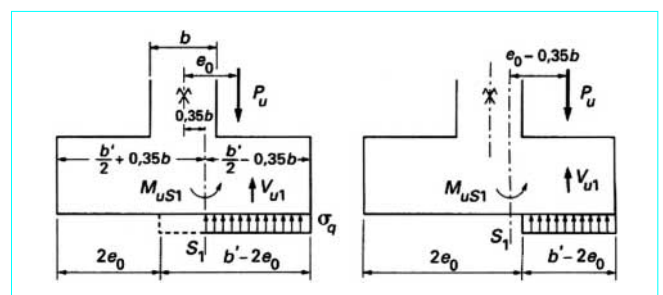


Figure 45 – Définition de la section de référence S_1

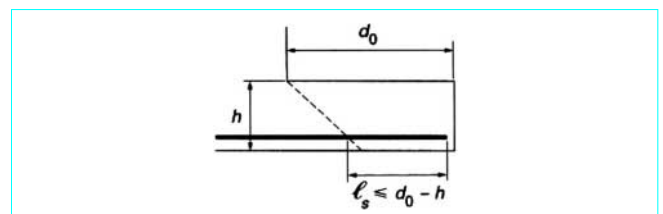


Figure 46 – Ancrage des armatures inférieures

■ Armatures supérieures

Si la charge est très excentrée, il faut prévoir des armatures pour équilibrer la traction à la partie supérieure de la semelle sous l'effet de son poids propre et des terres qui la surmontent (figure 47).

■ Vérifications à l'effort tranchant

Les vérifications à l'effort tranchant s'effectuent dans la section S_2 , située à la distance $d/2$ du nu du poteau, en lui attribuant une largeur égale à $a_2 = a + d$ (figure 48).

Dans cette section :

$$\begin{cases} V_{u2} = \frac{P_u(b' - b - d)}{2(b' - 2e_0)} & \text{si } 2e_0 < \frac{b' + b + d}{2} \\ V_{u2} = P_u & \text{si } 2e_0 \geq \frac{b' + b + d}{2} \end{cases}$$

Une armature d'effort tranchant n'est pas nécessaire si :

$$\tau = \frac{V_{u2}}{(a + d)d} \leq 0,20 \frac{f_{c28}}{2\gamma_b}$$

c'est-à-dire la moitié de la limite admise pour les poutres.

6.3.3 Semelles sur n pieux, sous poteaux transmettant des charges centrées

La méthode des bielles n'est applicable que sous les réserves ci-après :

- le poteau a une section voisine du carré (a , dimension du petit côté) ;
- son axe passe par le centre du polygone supposé régulier formé par les centres des pieux ;
- les pieux sont tous verticaux et identiques.

L'axe d'une bielle (une bielle par pieu) est défini par deux points :

- intersection du plan moyen des armatures avec l'axe du pieu ;
- point situé dans le plan du collet et dans le plan radial passant par l'axe du pieu à une distance comprise entre $0,25a$ et $0,35a$ de l'axe du poteau.

L'axe de chaque bielle fait un angle θ avec l'horizontale. La hauteur utile minimale d_{min} est déterminée par la condition :

$$\theta \geq 45^\circ \text{ ou } \tan \theta \geq 1$$

Les essais ayant montré que si $\theta > 55^\circ$ il y a risque de glissement des bielles le long du poteau, on borne, pour le **calcul des armatures**, d à la valeur d_{max} définie par $\theta = 55^\circ$, même si la hauteur utile réelle est supérieure à cette valeur.

La section minimale d'armatures est ainsi celle que l'on aurait pour $d = d_{max}$.

Étant donné les hypothèses faites, P_u désignant la charge ultime en pied de poteau, chaque pieu développe une réaction égale à P_u/n , et la composante horizontale de traction au niveau des armatures inférieures, dans le plan radial contenant l'axe du pieu considéré,

est $F_t = \frac{P_u}{n \tan \theta}$. Cette force est ensuite décomposée dans les direc-

tions suivant lesquelles on décide de placer les armatures. Par exemple, si l'on prévoit de disposer des armatures suivant les côtés pour équilibrer une part P_{1u} de la charge totale P_u , la section à donner à ces armatures est :

$$A_c = \frac{F_c}{f_{su}} = \frac{P_{1u}}{2n \tan \theta \cos \frac{\pi(n-2)}{2n}} \cdot \frac{1}{f_{su}} \quad (3)$$

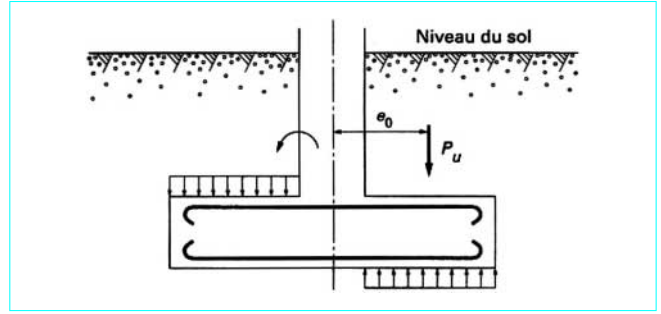


Figure 47 – Armatures supérieures d'une semelle

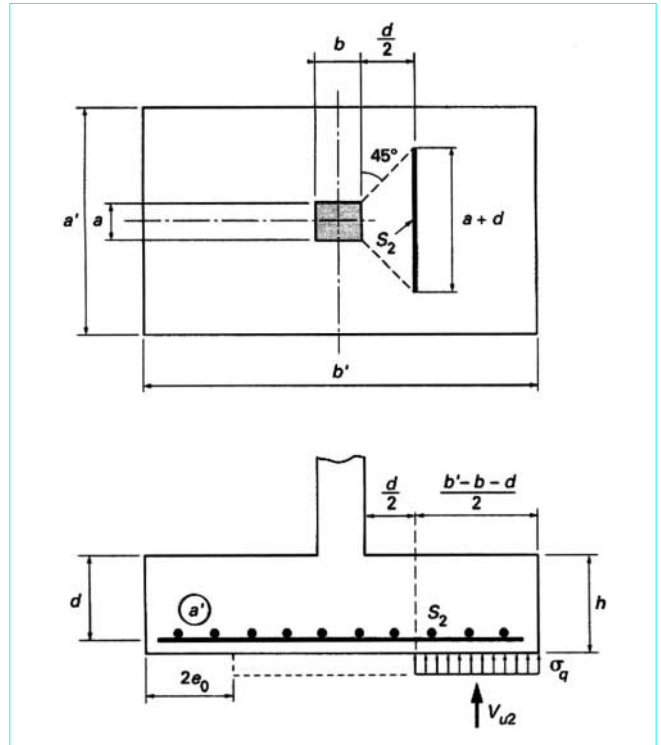


Figure 48 – Définition de la section de référence S_2

Par ailleurs, les essais ont mis en évidence la nécessité de faire intervenir certaines conditions concernant la compression des bielles de béton, dont le caractère est purement conventionnel et qui sont d'ailleurs rarement déterminantes dans les cas courants (dans les formules traduisant ces conditions, B est la section du point d'appui, B_p celle d'un pieu). De plus, dans les semelles sur deux pieux, il est nécessaire de procéder à une vérification de la contrainte tangente évaluée également de façon conventionnelle.

Il faut enfin noter en ce qui concerne toutes les semelles sur pieux :

- l'importance des erreurs que peuvent entraîner les écarts d'implantation des pieux par rapport à l'implantation théorique, d'où l'opportunité de procéder à un relevé de l'implantation réelle ;
- l'importance des valeurs des distances des axes des barres des différents lits à la sous-face des semelles, d'où la nécessité de ne pas prendre en compte des hauteurs utiles trop favorables ;

c) l'importance des ancrages ou des recouvrements des armatures qui doivent être largement prévus et clairement définis sur des plans à échelle convenable ; toutes les barres entre pieux doivent être totalement ancrées (avec courbures) à partir de l'axe des pieux ; les recouvrements des armatures en cerces avec crochets normaux doivent avoir une longueur au moins égale à $0,5 \ell_s$ pour des barres HA de classe Fe E 500. Il y a intérêt à ce que le contour extérieur des semelles déborde largement le contour convexe tangent extérieurement au groupe des pieux disposés sous la semelle.

6.3.3.1 Semelles sur deux pieux

Les dispositions sont conformes à la figure 49. L'origine des bielles se situe à la distance $a/4$ de l'axe du poteau ; a' désigne l'entre-axes des pieux.

■ Hauteur utile :

$$d \geq d_{\min} = \frac{1}{2} \left(a' - \frac{a}{2} \right)$$

■ Contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_{0u} = \frac{P_u}{2 b_0 d} \leq 1,5 f_{t28}$$

avec b_0 largeur de la semelle et f_{t28} résistance à la traction du béton.

■ Contrainte conventionnelle de compression des bielles :

$$\left. \begin{aligned} \frac{P_u}{B \sin^2 \theta} &\leq 0,9 f_{c28} \\ \frac{1,35 G_0 + P_u}{2 B_p \sin^2 \theta} &\leq 0,9 f_{c28} \end{aligned} \right\}$$

avec $\tan \theta = \frac{2d}{a' - (a/2)}$

■ Section A_u des armatures inférieures (toutes totalement ancrées), dans le cas d'une fissuration peu préjudiciable :

$$A_u = 1,10 \frac{P_u}{4d} \frac{a' - (a/2)}{f_{su}}$$

avec d bornée supérieurement à :

$$d_{\max} = 0,75 \left(a' - \frac{a}{2} \right) \text{ d'où } A_{\min} = \frac{P_u}{2,7} \frac{1}{f_{su}}$$

Nota : le coefficient de majoration 1,10 est un coefficient empirique dont l'effet est de limiter le risque de rupture prématurée par éclatement transversal dû à la courbure des fibres des bielles.

Dans le cas d'une fissuration **préjudiciable** : $A = 1,1 A_u$.

Dans le cas d'une fissuration **très préjudiciable** : $A = 1,5 A_u$.

Dans tous les cas, la section A est réalisée soit par des barres munies d'ancrages courbes, disposées en un ou plusieurs lits, soit, mieux, par des armatures bouclées autour des pieux formant cerces et dont les extrémités, elles-mêmes munies d'ancrages courbes, doivent se recouvrir sur $0,5 \ell_s$.

■ Section A' des armatures supérieures : $A' \geq 0,10 A$.

■ Réseau d'armatures verticales et horizontales :

— les armatures verticales sont constituées par des cadres équidistants, formant ceinture des armatures principales, complétés éventuellement par des cadres ou étriers intérieurs ; elles sont réparties sur toute la longueur des armatures principales (y compris les ancrages) ; la section de ces armatures, sur une longueur égale à d , est au moins égale à :

$$0,25 A \frac{\tau_{0u}}{f_{t28}} \text{ avec minimum de } 0,2 A$$

— les armatures horizontales sont constituées par des cadres, formant ceinture du réseau des armatures verticales, complétés éventuellement par des cadres ou étriers intérieurs ; elles sont réparties entre les armatures principales inférieures et supérieures, et leur section totale est égale à :

$$0,25 A \frac{\tau_{0u}}{f_{t28}} - A' \text{ avec minimum de } 0,10 A$$

Des épingles traversantes relient de place en place les nœuds du réseau sur les faces opposées.

6.3.3.2 Semelles sur trois pieux

Les dispositions de coffrage sont conformes à la figure 50. Les bielles partent de points situés à $a\sqrt{3}/4$ de l'axe du poteau ; a' désigne l'entre-axes des pieux.

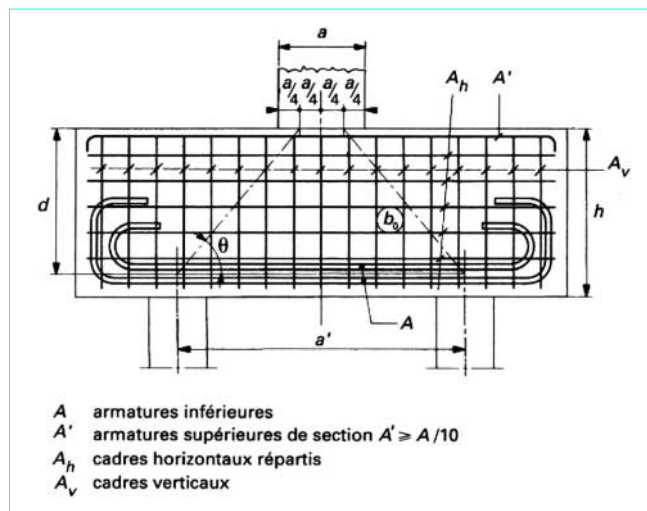


Figure 49 – Semelle sur deux pieux

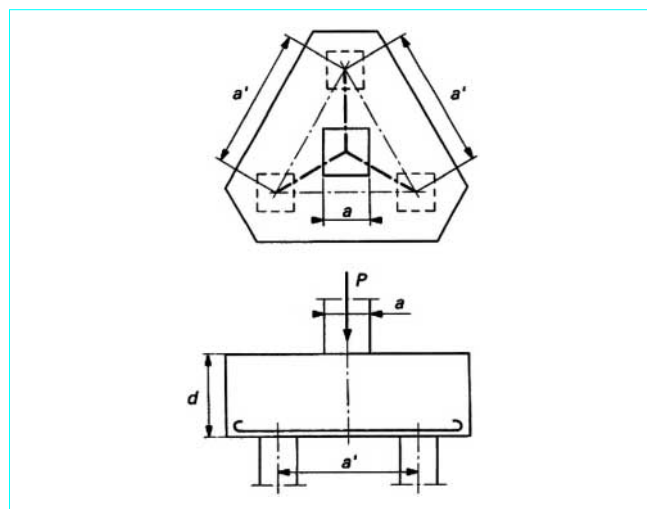


Figure 50 – Semelle sur trois pieux

■ Hauteur utile :

$$d \geq d_{\min} = 0,58 \left(a' - \frac{a}{2} \right)$$

Elle est constante sur toute la surface de la semelle.

■ Contrainte conventionnelle de compression des bielles :

$$\left. \begin{aligned} \frac{P_u}{B \sin^2 \theta} &\leq 1,15 f_{c28} \\ \frac{1,35 G_0 + P_u}{3 B_p \sin^2 \theta} &\leq 1,15 f_{c28} \end{aligned} \right\}$$

avec $\tan \theta = \frac{d\sqrt{3}}{a' - (a/2)}$

■ Deux dispositions d'armatures sont recommandées :

a) armatures en cerces et armatures suivant les médianes (figure 51a).

Section des armatures en cerces (fissuration peu préjudiciable) :

$$A_c = \frac{P_{1u}}{9d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

avec $\frac{2}{3} P_u \leq P_{1u} \leq \frac{4}{5} P_u$

Section des armatures suivant les médianes :

$$A_m = \frac{(P_u - P_{1u})\sqrt{3}}{9d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

b) armatures en cerces avec quadrillage réparti (figure 51b).

Section des armatures en cerces (fissuration peu préjudiciable) :

$$A_c = \frac{P_u}{9d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

Section des armatures réparties dans chaque sens au moins égale à $A_c/5$.

Dans les formules ci-avant, d est bornée supérieurement à :

$$d_{\max} = 0,825 \left(a' - \frac{a}{2} \right)$$

Pour cette valeur particulière :

$$A_c = \frac{P_{1u}}{7,4} \cdot \frac{1}{f_{su}} \text{ (cas a) ou } A_c = \frac{P_u}{7,4} \cdot \frac{1}{f_{su}} \text{ (cas b)}$$

$$A_m = \frac{P_u - P_{1u}}{4,3} \cdot \frac{1}{f_{su}} \text{ (cas a)}$$

Toutes les sections A_c ou A_m déterminées en a , b ou ci-avant sont à majorer de 10 % en cas de fissuration **préjudiciable** et de 50 % en cas de fissuration **très préjudiciable**.

6.3.3.3 Semelles sur quatre pieux

Les dispositions de coffrage sont conformes à la figure 52.

Les bielles partent de points situés à $a\sqrt{2}/4$ de l'axe du poteau ; a' désigne l'entre-axes des pieux.

■ Hauteur utile :

$$d \geq d_{\min} = 0,71 \left(a' - \frac{a}{2} \right)$$

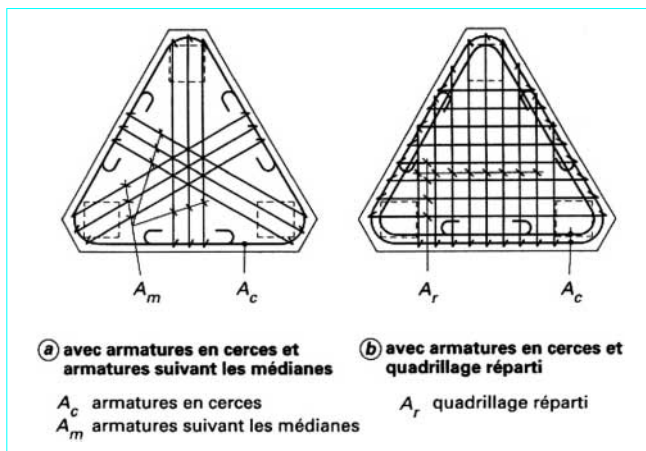


Figure 51 – Dispositions d'armatures d'une semelle sur trois pieux

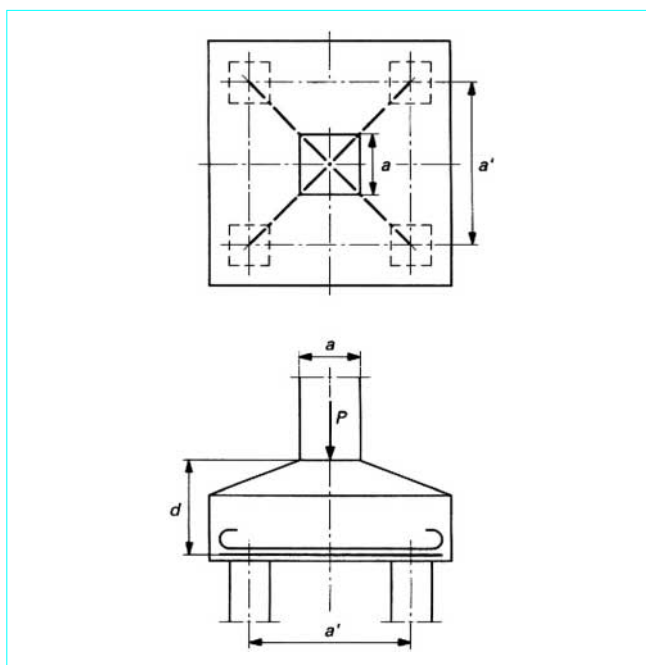


Figure 52 – Semelle sur quatre pieux

La hauteur peut ne pas être constante sur toute la surface de la semelle, mais sa valeur sur le pourtour est au moins égale aux deux tiers de la hauteur au collet.

■ Contrainte conventionnelle de compression des bielles :

$$\left. \begin{aligned} \frac{P_u}{B \sin^2 \theta} &\leq 1,35 f_{c28} \\ \frac{1,35 G_0 + P_u}{4 B_p \sin^2 \theta} &\leq 1,35 f_{c28} \end{aligned} \right\}$$

avec $\tan \theta = \frac{d\sqrt{2}}{a' - (a/2)}$

■ Quatre dispositions d'armatures sont recommandées :

a) armatures en cerces et suivant les diagonales (figure 53a)

Section des armatures en cerces (fissuration peu préjudiciable) :

$$A_c = \frac{P_{1u}}{8d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

avec

$$0,5 P_u \leq P_{1u} \leq 0,65 P_u$$

Section des armatures suivant les diagonales :

$$A_d = \frac{(P_u - P_{1u})\sqrt{2}}{8d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

b) armatures suivant les côtés et suivant les diagonales (figure 53b)

Sections A_c et A_d : mêmes formules que précédemment.

Cette solution présente toutefois l'inconvénient de donner lieu à des difficultés d'exécution, dues à l'accumulation de crochets au droit des pieux, lorsque le nombre de barres nécessaires est important.

c) armatures en cerces et quadrillage réparti (figure 54I)

Section des armatures en cerces (fissuration peu préjudiciable) :

$$A_c = \frac{P'_{1u}}{8d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

avec

$$0,75 P_u \leq P'_{1u} \leq 0,85 P_u$$

Section des armatures en quadrillage dans chaque sens :

$$A_r = 2,4 \frac{(P_u - P'_{1u})}{8d} \left(a' - \frac{a}{2} \right) \frac{1}{f_{su}}$$

d) armatures suivant les côtés et quadrillage réparti (figure 54II)

Sections A_c et A_r : mêmes formules que précédemment.

■ Dans toutes ces formules, d est bornée supérieurement à :

$$d_{max} = a' - \frac{a}{2}$$

Pour cette valeur particulière :

— cas a ou b :

$$A_c = \frac{P_{1u}}{8} \cdot \frac{1}{f_{su}}$$

— cas c ou d :

$$A_c = \frac{P'_{1u}}{8} \cdot \frac{1}{f_{su}}$$

— cas a ou b :

$$A_d = \frac{P_u - P_{1u}}{5,65} \cdot \frac{1}{f_{su}}$$

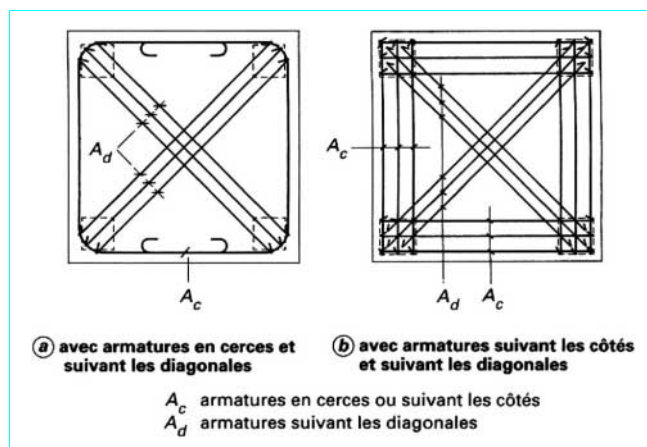


Figure 53 - Dispositions d'armatures d'une semelle sur quatre pieux

Toutes les sections A_c , A_d ou A_r déterminées en a , b , c , d ou ci-avant sont à majorer de 10 % en cas de fissuration **préjudiciable** et de 50 % en cas de fissuration **très préjudiciable**.

Remarque

Les résultats précédents se généralisent au cas des semelles sur cinq pieux disposés aux sommets d'un pentagone régulier ($n = 5$) ou sur six pieux disposés aux sommets d'un hexagone régulier ($n = 6$).

Les conditions relatives à la contrainte de compression des bielles sont celles des semelles sur quatre pieux, mais en y remplaçant $4B_p$ par $5B_p$ ou $6B_p$ selon le cas.

a) Pour les semelles sur cinq pieux, on prend :

$$1 \leq \tan \theta = \frac{d}{0,85(a' - 0,294a)} \leq 1,4$$

La disposition la plus logique des armatures est celle d'armatures en cerces, de section A_c calculée par la formule (3) (§ 6.3.3), avec $n = 5$, $P_{1u} = P_u$, et d'armatures en quadrillage de répartition, avec une section totale dans chaque sens $A_r \geq A_c/5$ (figure 55).

b) Pour les semelles sur six pieux, on prend :

$$1 \leq \tan \theta = \frac{d}{a' - (a/4)} \leq 1,4$$

La disposition la plus logique des armatures est celle où les efforts de traction sont équilibrés sensiblement par moitié par des armatures en cerces de section A_c et par moitié par des armatures diamétrales, de section A_d (figure 56).

A_c et A_d sont déterminées par la formule (3) (§ 6.3.3) avec $n = 6$ et $P_{1u} = P_u/2$ ($A_c = A_d$ dans ce cas).

Bien entendu, dans les deux cas a et b , les majorations de 10 % en cas de fissuration **préjudiciable**, ou de 50 % en cas de fissuration **très préjudiciable**, demeurent valables.

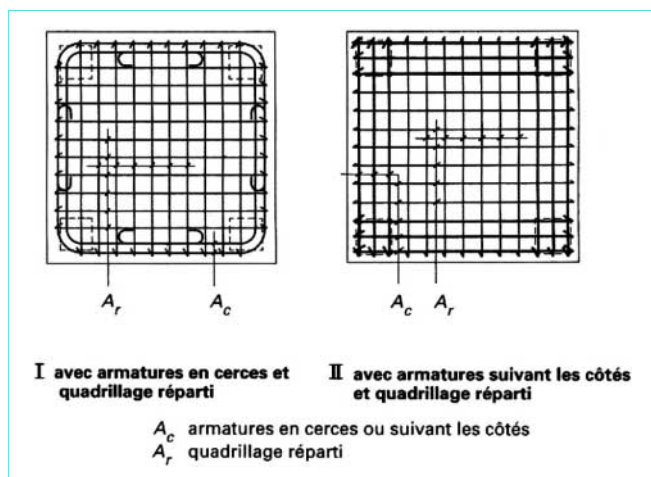


Figure 54 – Dispositions d'armatures d'une semelle sur quatre pieux

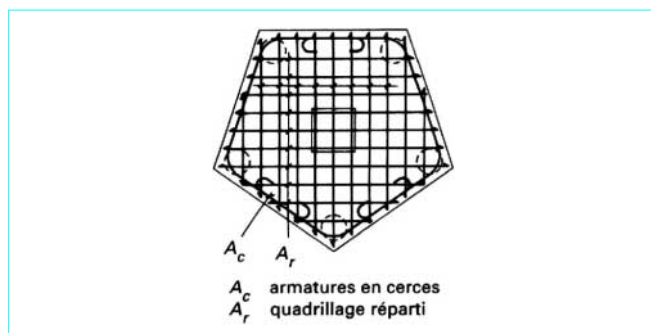


Figure 55 – Dispositions d'armatures d'une semelle sur cinq pieux

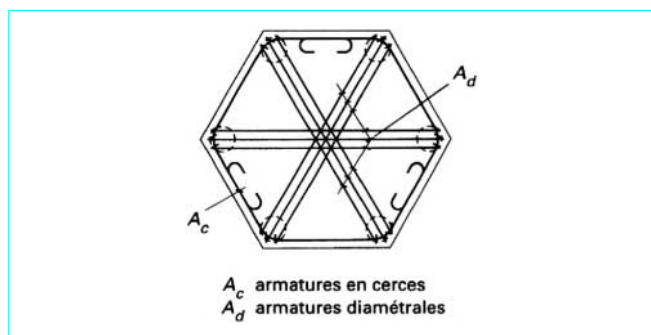


Figure 56 – Dispositions d'armatures d'une semelle sur six pieux

6.3.4 Semelles sur deux ou quatre pieux sous poteaux soumis à un effort normal et à un moment de flexion

6.3.4.1 Semelle sur deux pieux (figure 57)

La hauteur h doit être telle que :

$$\frac{b' - b}{2} \leq h \leq b' - b$$

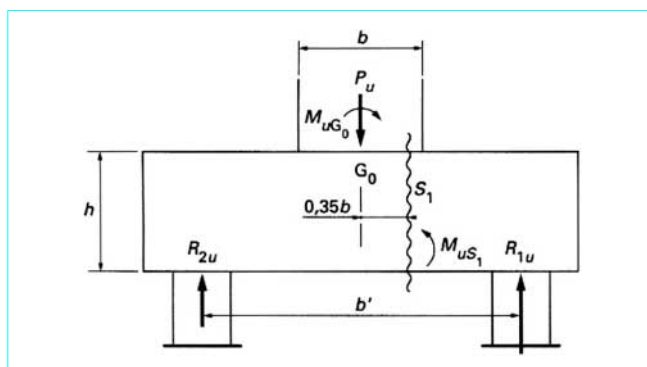


Figure 57 – Semelle sur deux pieux sous poteau soumis à la flexion composée

M_{uG_0} désignant le moment de flexion ultime au centre de gravité G_0 de la section de base du poteau, les réactions des pieux valent :

$$R_{1u} = \frac{P_u}{2} + \frac{M_{uG_0}}{b'}$$

$$R_{2u} = \frac{P_u}{2} - \frac{M_{uG_0}}{b'}$$

■ Armatures longitudinales

On calcule tout d'abord le moment dans la section S_1 à $0,35 b$ de l'axe du poteau, du côté de la réaction maximale :

$$M_{uS_1} = R_{1u} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 b \right)$$

La section d'armatures déduite de ce moment ultime vaut pour une fissuration **peu préjudiciable**. Elle doit être majorée :

- de 10 % en cas de fissuration **préjudiciable** ;
- de 50 % en cas de fissuration **très préjudiciable**.

Dans tous les cas, la section trouvée est conservée sur toute la longueur de la semelle (aucun arrêt).

Les barres doivent être ancrées :

- totalement au-delà du nu intérieur des pieux ;
- pour 80 % de l'ancrage total au-delà de l'axe vertical des pieux.

■ Vérifications à l'effort tranchant

La limitation de la contrainte tangente $\tau_u = \frac{R_{1u}}{b_0 d}$ et le calcul des armatures d'âme sont les mêmes que pour les poutres.

■ Dispositions constructives

Outre les cadres verticaux, il faut prévoir des cadres horizontaux et des épingles traversantes comme dans le cas où il n'y a pas de moment M_{uG_0} .

6.3.4.2 Semelle sur quatre pieux

La semelle n'est pas nécessairement carrée : on suppose $b' \geq a'$ et on pose $\tan \beta = a'/b'$ (figure 58).

La hauteur doit être telle que :

$$\frac{b' - b}{2} \leq h \leq b' - b$$

M_{uG_0} désignant le moment de flexion ultime au centre de gravité G_0 de la section de base du poteau, les réactions des pieux valent :

— pour les deux pieux les plus chargés :

$$R_{1u} = \frac{P_u}{4} + \frac{M_{uG_0}}{2b'}$$

— pour les deux pieux les moins chargés :

$$R_{2u} = \frac{P_u}{4} - \frac{M_{uG_0}}{2b'}$$

Le moment de flexion dans la section S_1 à $0,35 b$ de l'axe du poteau du côté des réactions R_{1u} vaut :

$$M_{uS_1} = 2R_{1u} \left(\frac{b'}{2} - 0,35 b \right)$$

Soit A_b la section d'acier nécessaire pour équilibrer ce moment (section rectangulaire $a_0 d$ avec $d = h - 0,05 m$; pour a_0 , voir figure 58).

Dans chaque bande de sens b' passant sur les pieux, on place une section (figure 59) :

$$A_{cb} = \alpha \frac{A_b}{2}, \text{ avec } \alpha \approx 0,5 \text{ à } 0,65$$

Dans chaque bande diagonale, on place le complément projeté sur la diagonale, soit :

$$A_d = (1 - \alpha) \frac{A_b}{2 \cos \beta}$$

et dans chaque bande de sens a' : $A_{ca} = A_{cb}$.

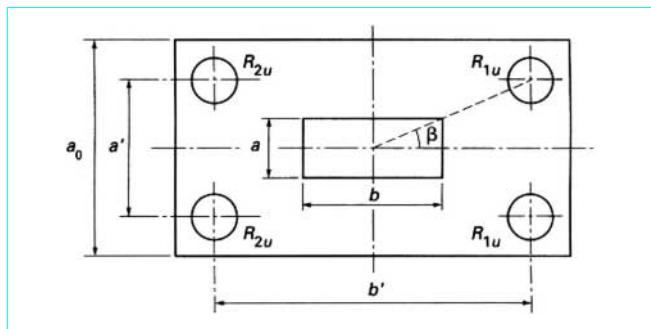


Figure 58 – Semelle sur quatre pieux sous poteau soumis à la flexion composée (vue en plan)

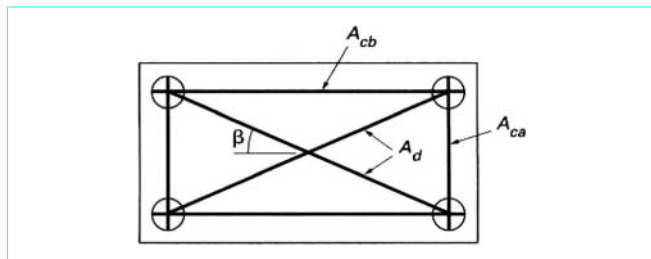


Figure 59 – Disposition schématique des armatures d'une semelle sur quatre pieux sous poteau soumis à la flexion composée (vue en plan)

Toutes ces sections sont à majorer de 10 % en cas de fissuration **préjudiciable** ou de 50 % en cas de fissuration **très préjudiciable**.

Les conditions relatives à l'effort tranchant ($V_u = 2R_{1u}$) consistent à s'assurer que :

— dans la section S_2 , de largeur $a + d$, de hauteur utile d , située à $d/2$ du nu du poteau :

$$\frac{V_u}{(a + d)d} \leq \frac{f_{c28}}{9}$$

— dans une section S_3 perpendiculaire au plan contenant l'axe d'un pieu et celui du poteau, de largeur $a_p + h$, de hauteur h , située à $h/2$ du nu du pieu (avec a_p , dimension du pieu parallèle à la section S_3) :

$$\frac{R_{1u}}{(a_p + d)d} \leq \frac{f_{c28}}{18} \left(\text{soit } \frac{V_u}{(a_p + d)d} \leq \frac{f_{c28}}{9} \right)$$

6.4 Fondations sur radier général

Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

Cette solution est en principe adoptée :

— soit quand la construction peut être fondée sur une couche de terrain rencontrée à faible profondeur au-dessous du niveau inférieur des sous-sols, mais dont la pression de rupture est relativement peu élevée : le radier joue alors le rôle de **répartisseur de charges** ;
— soit lorsque le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle, et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau les étages inférieurs de la construction : le radier joue alors le rôle d'un **cuvelage étanche** devant résister aux sous-pressions et il convient de se référer au DTU 14.1 [96].

Les deux fonctions peuvent d'ailleurs être combinées.

La présence de points durs doit faire écarter la solution du radier, de même que les fortes variations et/ou une trop grande dissymétrie des charges, qui pourraient donner lieu à des tassements différentiels importants entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, il convient de vérifier que le point de passage de la résultante générale des charges coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier. Des joints de rupture doivent être prévus lorsque la compressibilité du sol est très variable ou lorsque la structure présente des différences marquées de rigidité.

6.4.1 Radiers répartisseurs de charge

6.4.1.1 Dispositions constructives

Les radiers fonctionnant comme des planchers soumis à des forces ascendantes (réactions du sol), on adopte usuellement les mêmes solutions constructives que pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. On rencontre donc :

— des radiers avec dalle, poutres secondaires et poutres principales (radiers nervurés), la dalle étant disposée le plus souvent à la partie inférieure du radier (figure 60) ;
— des radiers en planchers-champignons ou en planchers-dalles renversés (figure 61) et même en dalle épaisse sous murs ou voiles lorsque ceux-ci sont rapprochés.

Nota : on ne réalise plus guère de radiers voûtés. Dans ce type de radier, les charges étaient transmises au sol par des voûtes renversées dont les poussées devaient être équilibrées par des tirants reliant les appuis. Le calcul de ces voûtes était calqué sur celui des voûtes de couverture, elles-mêmes tombées en désuétude.

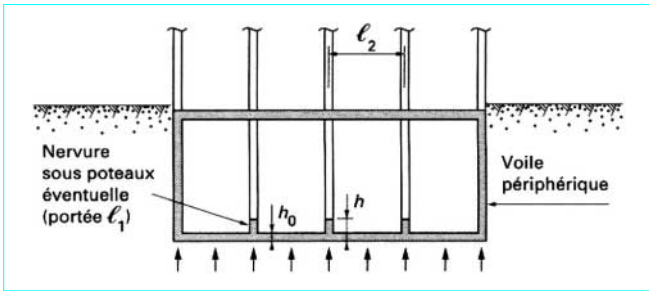


Figure 60 – Radier nervuré

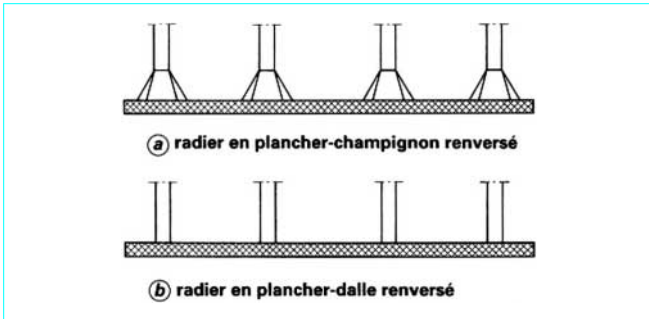


Figure 61 – Radiers en plancher-champignon ou en plancher-dalle renversés

6.4.1.2 Calcul

Les efforts dans le radier sont à déterminer à partir des réactions exercées par le terrain, lesquelles sont elles-mêmes fonction de la déformabilité du radier et de la compressibilité du sol. Le problème ainsi posé est en général très complexe. Ce n'est que dans certains cas particuliers qu'il peut être abordé à partir de l'étude de la poutre reposant sur sol élastique ; ce problème est traité notamment dans le *Formulaire du béton armé* tome II [13] : il exige la connaissance du module de réaction (quelquefois appelé *coefficient de ballast*) du terrain sur lequel est établi le radier.

Généralement, le calcul d'un radier nécessite donc le choix d'hypothèses simplificatrices sur le diagramme de réaction du sol. Toutefois le diagramme retenu doit être tel que les conditions de la Statique, traduisant l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure, soient **impérativement** vérifiées.

Dans tous les cas, il ne faut pas appliquer systématiquement au calcul des poutres de radier les résultats des méthodes classiques des poutres continues, car la loi de répartition choisie peut conduire à des réactions au droit des appuis différentes des charges apportées par ceux-ci. On peut procéder comme suit : les conditions d'équilibre entre les réactions du terrain et les charges étant, bien entendu, vérifiées (équation de projection et équation de moment), on détermine en toute section les moments de flexion et les efforts tranchants à partir des forces (pressions et charges) appliquées d'un même côté de la section considérée.

Par simplification, un radier est toujours considéré comme infiniment raide par rapport à la superstructure. En d'autres termes, les poutres, ou les voiles, qui viennent s'appuyer sur le radier, sont considérés comme articulés à leur base.

En revanche, un radier est plus ou moins déformable par rapport au sol de fondation.

■ Radiers rigides

Un radier peut être considéré comme rigide si, en première approximation (figure 60) :

— pour les nervures, de hauteur h et de portée ℓ_1 entre axes des poteaux :

$$h \geq \frac{\ell_1}{10}$$

— pour la dalle, d'épaisseur h_0 et de portée ℓ_2 entre axes des nervures :

$$h_0 \geq \frac{\ell_2}{20}$$

L'épaisseur h_0 doit en outre être telle que la résistance à l'effort tranchant puisse être assurée sans qu'on ait besoin d'armatures d'effort tranchant.

Dans le cas d'un radier rigide, le calcul est généralement mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. En toute section, le moment de flexion et l'effort tranchant sont déterminés à partir des charges et des réactions appliquées d'un même côté de cette section.

Deux cas peuvent se présenter.

● Cas d'un mauvais terrain

Dans ce cas, si la distance entre les points d'appui est relativement faible, si ceux-ci ont une disposition assez régulière et si les charges qu'ils apportent sont peu différentes entre elles (cas des bâtiments d'habitation ou des bureaux de conception courante), on peut admettre une répartition uniforme des pressions sur le sol.

Le radier est alors calculé comme un plancher nervuré renversé ou comme un plancher-dalle renversé.

● Cas général (figure 62)

Dans cette méthode, on cherche un diagramme des réactions du sol qui soit plan sur toute la surface du radier et qui vérifie les équations de la Statique :

$$\begin{aligned} \iint_B \sigma_{xy} dx dy &= \sum_1^n P_i \\ \iint_B \sigma_{xy} x dx dy &= \sum_1^n P_i x_i \\ \iint_B \sigma_{xy} y dx dy &= \sum_1^n P_i y_i \end{aligned}$$

avec B aire totale du radier,

P_i charge apportée par la structure au point $M_i(x_i, y_i)$,

σ_{xy} réaction du sol en un point quelconque $M(x, y)$.

Ces équations ne peuvent être résolues qu'en recourant à l'ordinateur. Une fois le diagramme déterminé, pour toute coupe totale du radier par un plan vertical parallèle à Gx ou Gy , on peut déterminer le moment de flexion global des forces appliquées à gauche de cette coupe ($\sigma_{xy} dx dy$ et P_i).

Les armatures nécessaires pour équilibrer ce moment sont distribuées transversalement proportionnellement aux contraintes.

■ Radiers souples

Dans cette méthode, on ne tient pas compte de la continuité. On se borne à vérifier les conditions de la Statique et de non-poinçonnement du sol sous la surface correspondant à chaque poteau considéré isolément.

Ces surfaces peuvent être discontinues si la résistance du sol le permet. La forme du diagramme choisi peut être soit uniforme, soit triangulaire (terrain pulvérulent) (figure 63). Les pressions σ_1 , σ_2 ... doivent être au plus égales à la pression limite admissible.

Le calcul est à faire dans des bandes perpendiculaires (de sens x ou y) en prenant à chaque fois en compte la totalité des charges.

Si les réactions du sol sont centrées sous chaque poteau, la détermination de la contrainte σ_i du sol sous un poteau i quelconque ne présente aucune difficulté. Dans le cas contraire, il suffit d'écrire l'équilibre de la Statique sur deux blocs adjacents. On obtient ainsi deux équations (équilibre des forces et des moments en un point quelconque), d'où l'on tire les deux contraintes du sol, inconnues, sous chaque bloc (figure 64).

La connaissance des contraintes permet alors de tracer la courbe représentative des moments de flexion et celle des efforts tranchants, d'où l'on peut déduire les armatures longitudinales et transversales à prévoir.

Nota : des diagrammes comme ceux de la figure 63 donnent généralement lieu à des tassements différentiels dont il y a lieu de tenir compte dans le calcul de l'ossature.

À cause de ceux-ci, il faut éviter les bâtiments de trop grande longueur sur un même radier (plus un bâtiment est court plus il est rigide) ou sinon, comme déjà dit, prévoir des joints de rupture.

6.4.2 Radiers formant cuvelage

Pour ce type de radiers, qui doivent pouvoir résister aux sous-pressions de l'eau, le calcul des sollicitations ne diffère pas sensiblement de celui décrit dans le paragraphe 6.4.1 pour les radiers répartis de charges. Toutefois il convient de se référer au DTU 14.1, qui fixe les dispositions propres à ce type d'ouvrages.

Si aucun ancrage n'est prévu dans le sol (par exemple, au moyen de tirants), la stabilité de l'ensemble de la construction vis-à-vis du risque de soulèvement créé par la sous-pression de l'eau doit être assurée par son poids propre (figure 65) :

$$G_{min} \geq 1,10 \gamma B \Delta h_{max}$$

avec G_{min} poids propre minimal de l'ouvrage à vide,
 γ poids volumique de l'eau ($\approx 10 \text{ kN/m}^3$),
 B aire totale du radier,
 Δh_{max} différence de niveau maximale entre le niveau des plus hautes eaux prévisibles, augmenté de 0,50 m, et la face inférieure du radier.

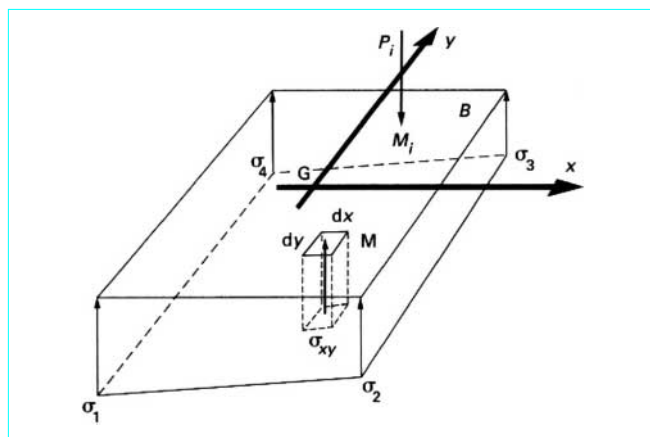


Figure 62 – Distribution plane des réactions du sol sous un radier rigide

Cette vérification est également à faire pour chaque point d'appui, avec :

- G_{min} charge permanente minimale apportée par le point d'appui ;
- B surface de radier affectée à ce point d'appui.

La sous-pression de l'eau étant uniforme, le radier est calculé comme un plancher nervuré, ou comme un plancher-dalle, selon le cas, renversé.

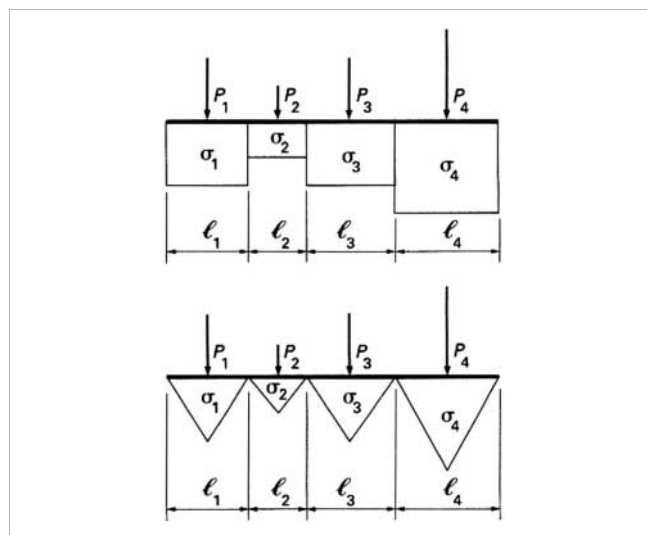


Figure 63 – Hypothèses possibles de distribution des réactions du sol sous un radier souple

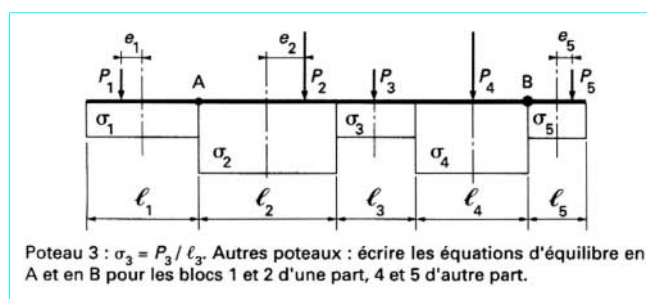


Figure 64 – Mode de détermination des réactions du sol sous un radier souple

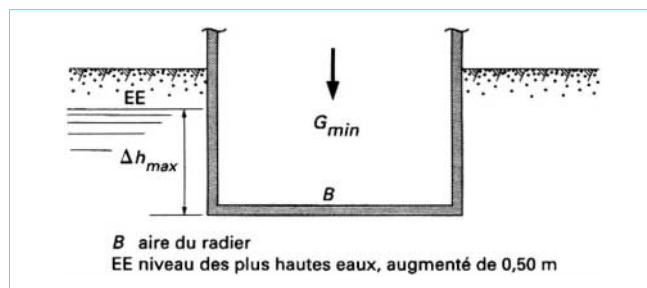


Figure 65 – Radier formant cuvelage

6.5 Autres systèmes de fondations

6.5.1 Quadrillage de semelles continues ou radier évidé

C'est une solution, souvent intéressante, intermédiaire entre celle des semelles isolées et celle du radier général.

Ces semelles, dont la largeur est déterminée en fonction de l'intensité des charges et de la pression admise sur le terrain, doivent être prévues pour réaliser la répartition des charges et pour pallier, dans une certaine mesure, les effets de différences éventuelles de tassement. Elles sont donc d'autant plus efficaces qu'elles sont plus rigides ; elles comportent normalement (figure 66) une partie formant poutre verticale avec armatures supérieures et inférieures disposées comme dans une poutre de radier et des débords transversaux armés de barres inférieures disposées perpendiculairement au plan moyen de la poutre.

Il est intéressant de profiter de la présence de murs pleins en maçonnerie ou en béton, ou de voiles en béton armé dans la hauteur des sous-sols pour accroître la rigidité des poutres-semelles (figure 67).

Lorsqu'une disposition telle que celle de la figure 67 peut être adoptée suivant un réseau de murs orthogonaux relativement rapprochés, on réalise un ensemble formant *caisse cloisonnée*, extrêmement rigide ; une telle solution peut notamment être utilisée pour fonder des bâtiments sur des terrains susceptibles d'être affectés par des mouvements miniers.

6.5.2 Semelles à un seul pieu sous points d'appui isolés

Ces semelles sont de simples massifs de forme sensiblement cubique comportant des armatures verticales réunies par des cadres horizontaux. Comme le pieu n'est pas toujours rigoureusement centré sous le poteau supérieur, il est de bonne construction de prévoir des longrines dans deux directions – en principe orthogonales – pour équilibrer les moments résultant de l'excentricité relative du poteau et du pieu (figure 68).

6.5.3 Longrines continues sur pieux

Il s'agit de longrines transmettant à des pieux disposés en une seule file, ou en quinconce sur deux files, les charges de murs continus (figure 69).

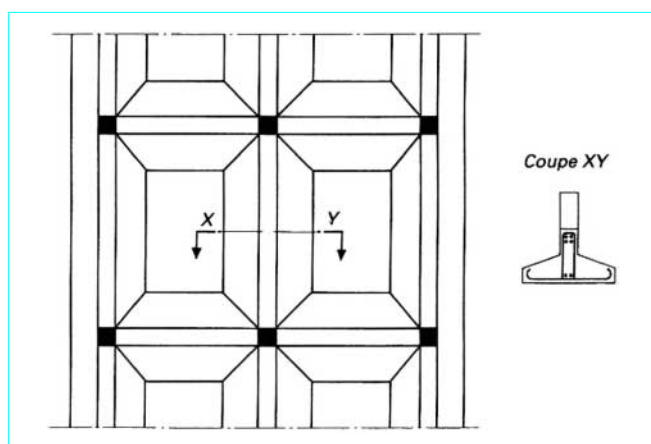


Figure 66 – Quadrillage de semelles continues (radier évidé)

Ces longrines, de section rectangulaire, sont armées de barres longitudinales inférieures et supérieures et de cadres.

La section des armatures filantes strictement requise par un calcul de poutres continues à grand nombre de travées serait très faible compte tenu de l'effet de voûte qui pourrait être pris en compte, aussi assigne-t-on généralement à ces longrines un rôle de répartition des charges en cas de défaillance locale d'un pieu.

Les armatures transversales sous forme de cadres doivent résister aux efforts tranchants et aux efforts de torsion résultant des écarts éventuels d'implantation des pieux et de la disposition même des pieux dans le cas où ceux-ci sont en quinconce sur deux files.

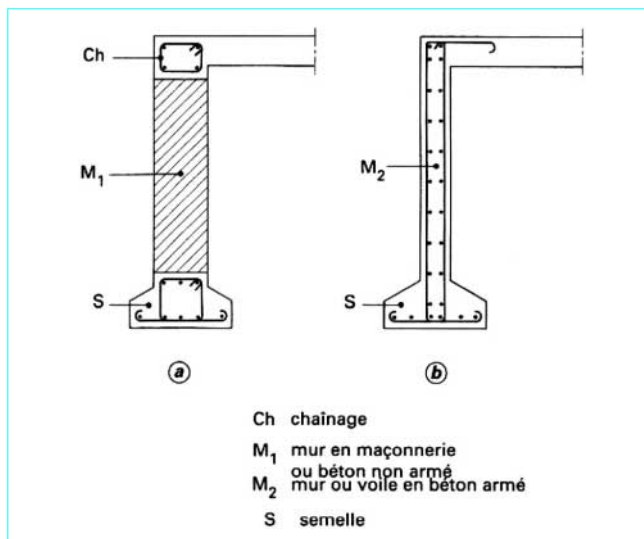


Figure 67 – Dispositions des murs de sous-sol permettant d'accroître la rigidité d'ensemble des fondations

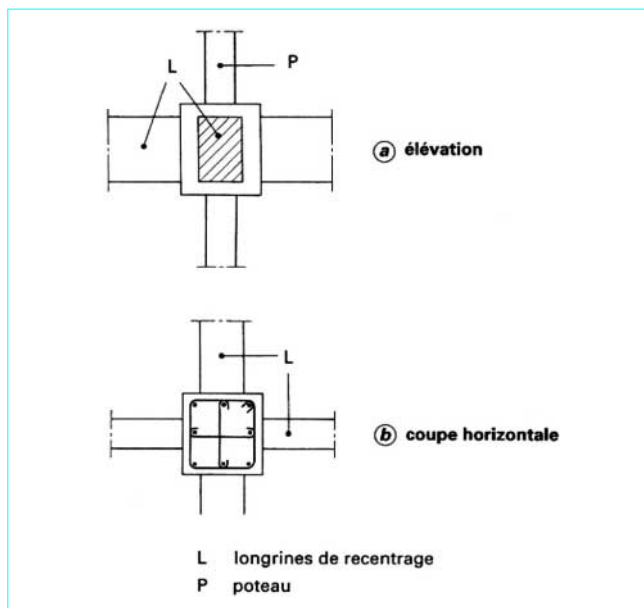


Figure 68 – Semelle sur un pieu isolé

6.5.4 Massifs sur un grand nombre de pieux verticaux ou inclinés

On rencontre de tels massifs essentiellement dans les fondations d'ouvrages d'art, notamment dans les fondations des culées de pont en arc. Ces massifs soumis aux composantes horizontales et verticales des forces et à un couple (figure 70) sont considérés comme des solides indéformables. Le problème de la détermination des efforts dans les différents pieux verticaux ou inclinés est traité dans la plupart des traités classiques de Résistance des Matériaux et notamment dans celui de J. Courbon – Tome I (Dunod éditeur). On se reportera également à la rubrique *Calcul des structures* dans le traité Sciences fondamentales et à l'article *Fondations profondes* [C 248] du traité Construction.

6.5.5 Pieux préfabriqués en béton armé

Malgré le développement des pieux moulés dans le sol, on utilise encore souvent des pieux préfabriqués en béton armé qui sont exécutés dans des coffrages disposés sur une aire horizontale, redressés (levés) après durcissement, puis enfoncés dans le sol par battage.

La composition du béton de ces pieux (dosage minimal 350 kg/m^3 , le plus souvent 400 kg/m^3) doit toujours être étudiée pour obtenir une très bonne compacité et le liant choisi doit pouvoir résister aux actions chimiques, éventuellement agressives, des eaux rencontrées.

Les pieux en béton armé ont le plus souvent une section carrée, plus rarement une section octogonale ou circulaire (avec méplats). Ils comportent (figure 71) :

- des **armatures longitudinales** dont la section est essentiellement déterminée en fonction des conditions de levage et de bardage du pieu ; ces armatures sont normalement constituées par :

- 4 barres dans les pieux carrés de petite et moyenne sections,
- 8 barres dans les pieux carrés de forte section,
- 8 barres dans les pieux octogonaux,
- 6 ou 8 barres dans les pieux circulaires ;

- des **armatures transversales** sous forme de cadres (complétés éventuellement par des épingles) dans le cas des pieux à section carrée, de spires hélicoïdales dans le cas des pieux à section circulaire ou octogonale ; l'espacement des premiers ou le pas des secondes ne dépasse pas douze fois le diamètre des barres longitudinales ; ces armatures transversales sont resserrées en tête et à la pointe du pieu sur une longueur égale à deux fois la dimension transversale de la section, de façon à assurer un **fretage local** permettant d'accroître la résistance aux chocs [C 2 310].

Pour des détails complémentaires, se reporter au [91].

6.5.6 Fondations annulaires ou circulaires d'ouvrages de révolution

C'est un problème rencontré notamment dans les fondations des cheminées et des tours. Se référer à l'étude mentionnée en [95]. Les semelles circulaires conviennent – du point de vue économique – dans le cas des petites tours et des cheminées de hauteur moyenne, notamment avec fondations superficielles. Pour les ouvrages de grande hauteur tels que cheminées de plus de 150 m et tours de télévision de plus de 100 m, la semelle annulaire présente de nombreux avantages par rapport à la semelle circulaire tant du point de vue économique que du point de vue technique.

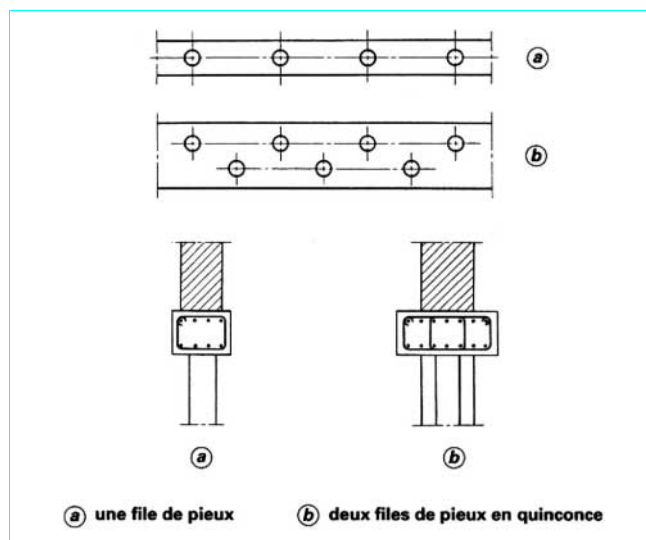


Figure 69 – Longrines sous murs continus

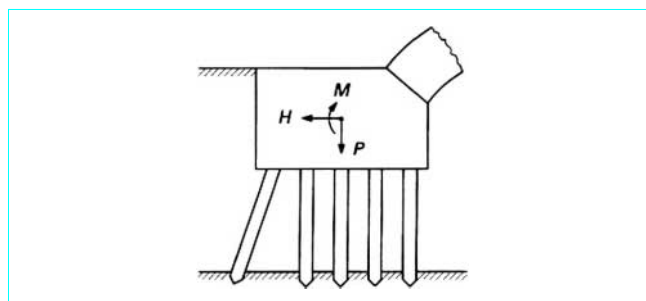


Figure 70 – Massif sur un grand nombre de pieux verticaux ou inclinés

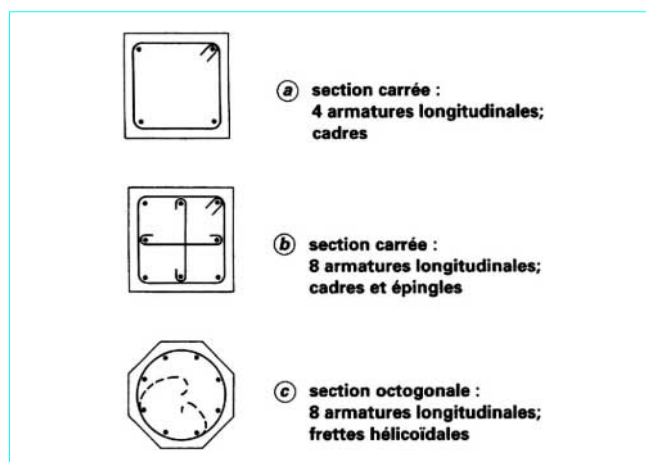


Figure 71 – Armatures de pieux préfabriqués

7. Comportement au feu des structures en béton

La méthode de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton fait l'objet des Règles FB [128], communément appelées DTU Feu. Ce document définit une méthode de détermination des températures dans un élément et de calcul des sections de cet élément, et donne des règles simples permettant dans certains cas d'éviter la justification par le calcul.

L'action du feu est introduite dans les calculs par une définition physique. L'étude commence par celle de la distribution des températures dans un élément en fonction du temps, ce qui nécessite en principe un programme de calcul sur ordinateur simulant la montée en température dans l'élément suivant une loi donnée, dans un four normalisé.

Connaissant l'évolution des caractères des matériaux acier et béton en fonction de la température, on peut calculer à chaque instant le moment ultime et l'effort tranchant ultime d'une section fléchie ou la charge ultime d'une pièce comprimée, et déterminer ainsi le délai au bout duquel la stabilité au feu (en abrégé, SF) n'est plus assurée. Divers coefficients pondérateurs ont été introduits pour retrouver les délais obtenus au cours d'essais.

Dans ce qui suit ne sont données que les grandes lignes de la méthode de vérification. Pour des informations plus détaillées, dont le développement sortirait du cadre de la présente rubrique, le lecteur est prié de se reporter au DTU Feu, ainsi qu'à [130] [175] [201]. Il peut arriver que les formules présentées dans ce paragraphe 7 diffèrent de celles que l'on peut trouver dans ces publications, soit parce qu'elles ont été simplifiées, soit, plus généralement, parce que les coefficients numériques ont été adaptés au système SI.

7.1 Conventions

a) Les températures internes, au bout d'un temps t donné, d'un élément exposé à un incendie, sont déterminées à partir d'une courbe **conventionnelle** de montée de la température du milieu ambiant, côté incendie, définie par :

$$\theta - \theta_0 = 345 \lg(8t + 1)$$

avec θ température au bout du temps t compté en minutes,
 θ_0 température au temps initial.

b) L'indice θ est utilisé pour particulariser les caractères mécaniques d'un matériau porté à la température θ .

c) On appelle distance utile u la distance de l'axe d'une barre à une paroi exposée à l'incendie (figure 72).

7.2 Évolution des caractères mécaniques des matériaux avec la température

7.2.1 Acier

Le coefficient d'affaiblissement des caractères mécaniques de l'acier est $\varphi_s = f_{e\theta}/f_e$. Les courbes $\varphi_s(\theta)$ diffèrent selon la nature de l'acier.

En moyenne, pour les types d'acier courants, on peut admettre la variation représentée sur la figure 73.

La résistance à la traction est supposée suivre la même loi et l'allongement à la rupture n'être pas affecté par la température, c'est-à-dire $\varepsilon_{sr\theta}/\varepsilon_{sr} = 1$.

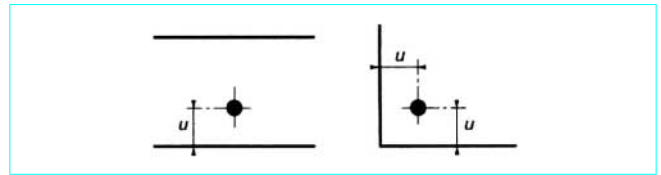


Figure 72 – Distances utiles u d'une armature

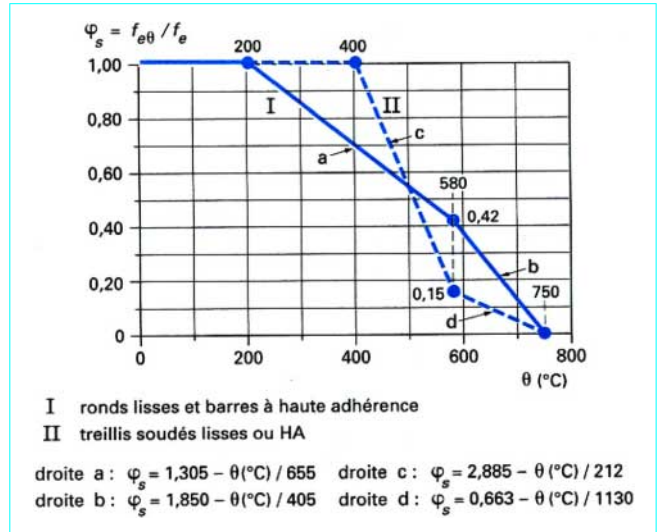


Figure 73 – Évolution des caractères mécaniques des aciers (limite d'élasticité f_e ou résistance à la traction) en fonction de la température θ

Le coefficient de dilatation est supposé constant et égal à $1,5 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$.

7.2.2 Béton

Le coefficient d'affaiblissement de la résistance à la compression du béton est : $\varphi_b = f_{cj\theta}/f_{cj}$, f_{cj} désignant la résistance à la compression du béton au jour j de l'incendie (conventionnellement on admet $j = 90$ jours).

La valeur de φ_b dépend de la nature du granulat. La dispersion est élevée. En moyenne, la variation est celle de la figure 74.

Pour la traction, le rapport $f_{tj\theta}/f_{tj}$ varie comme indiqué par la figure 75.

Le coefficient de dilatation est supposé constant et égal à $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

7.3 Vérifications de la stabilité

Le but recherché est la sauvegarde des personnes avant celle des biens et avant celle de l'ouvrage lui-même. Celui-ci doit rester stable pendant une durée au moins égale à la durée requise pour l'évacuation de ses occupants.

Les vérifications sont conduites à l'état-limite ultime, avec les hypothèses ci-après.

7.3.1 Distribution de la température dans le béton

Cette distribution peut être connue :

- soit directement lorsqu'on dispose de résultats d'essais effectués sur des dispositions géométriques identiques ;
- soit par interpolation, à partir d'une détermination analytique faite en quelques points suivant les lois de transmission de la chaleur (loi de Fourier), l'élément de structure étant supposé placé dans l'état thermique correspondant à la montée en température définie au paragraphe 7.1a.

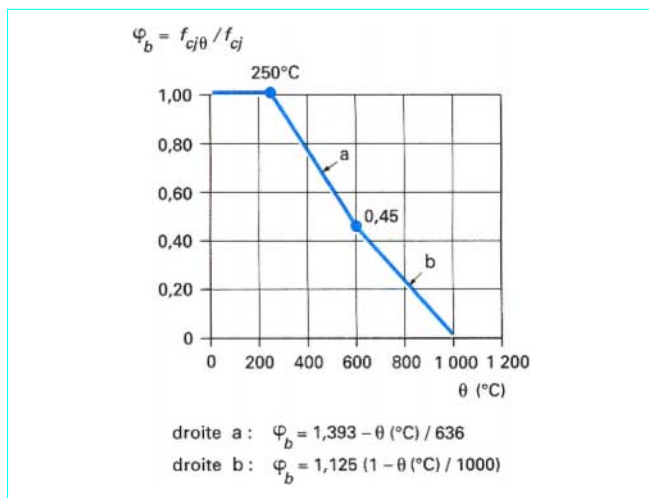


Figure 74 – Évolution de la résistance à la compression du béton f_{cj} en fonction de la température θ

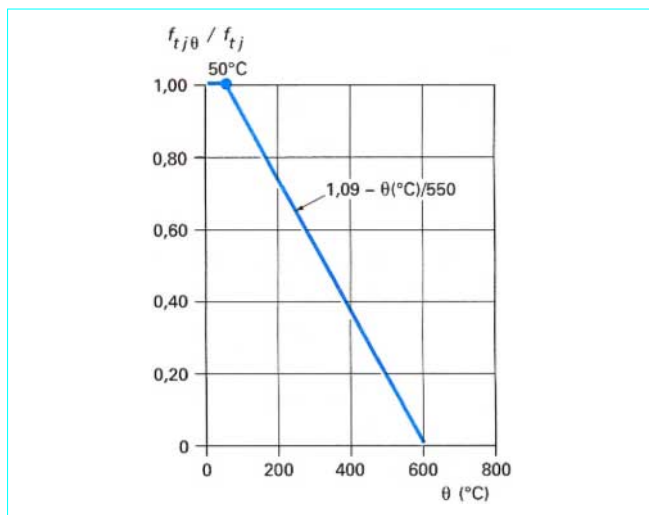


Figure 75 – Évolution de la résistance à la traction du béton f_{tj} en fonction de la température θ

7.3.2 Principe du calcul

La stabilité est justifiée dans l'hypothèse de l'adaptation complète entre les différentes sections, en calculant les éléments de réduction à partir des charges permanentes (G), des charges d'exploitation (Q_B) non majorées (sauf pour effet dynamique), des charges climatiques (W ou S_n), des effets de dilatation d'ensemble (T_1) et des effets (Y) susceptibles d'induire des phénomènes d'instabilité (pour les poteaux et les voiles).

La sollicitation agissante totale à considérer est donc définie symboliquement par la combinaison d'actions :

$$(G) + (Q_B) + 0,8 \left\{ \begin{array}{l} W \\ \text{et/ou} \\ S_n \end{array} \right\} + (T_1) + (Y)$$

L'adaptation permet de compenser la défaillance des aciers en travée (face chaude) par la capacité des aciers sur appuis (face froide), ce qui impose de vérifier la longueur des chapeaux à partir de la courbe des moments redistribués.

La sollicitation résistante correspond à un diagramme des déformations de la section considérée passant par l'un au moins des trois pivots définis en [C 2 306].

7.3.3 Diagramme contraintes-déformations de l'acier porté à la température θ

Ce diagramme se déduit du diagramme conventionnel utilisé pour les calculs à la température ambiante [C 2 304] par une affinité parallèle à l'axe $O \sigma_s$ et de rapport φ_s , le coefficient partiel de sécurité γ_s étant pris égal à 1 (figure 76).

Un artifice § 7.5.2 permet toutefois de continuer à utiliser le diagramme correspondant à la température ambiante.

7.3.4 Diagramme contraintes-déformations du béton porté à la température θ

La résistance caractéristique à la compression du béton prise en compte est celle au jour j de l'incendie. Conformément à l'usage, pour les calculs, l'âge de référence est, **conventionnellement**, $j = 90$ jours. On peut admettre $f_{c90} = f_{c28} / 0,9$.

Le diagramme adopté est, en principe, le diagramme parabole-rectangle (figure 77). L'ordonnée maximale de ce diagramme est prise égale à :

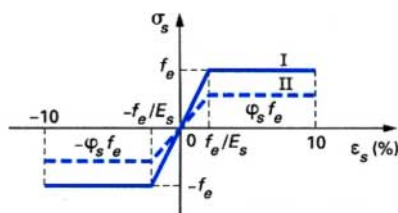
$$\frac{f_{c\theta}}{\gamma_b} = \frac{\varphi_b f_{c90}}{\gamma_b} = \frac{\varphi_b f_{c28}}{0,9 \gamma_b}$$

avec $\gamma_b = 1,3$,

φ_b coefficient d'affaiblissement, défini au § 7.2.2, correspondant à la température de la fibre de béton dont on cherche la contrainte.

En pratique toutefois, ce qui intéresse le projeteur, c'est la distribution des contraintes dans les zones comprimées, lorsqu'elles sont exposées, sur une ou plusieurs de leurs faces, à l'incendie. Il est alors plus commode de substituer au diagramme parabole-rectangle un diagramme rectangulaire équivalent, de largeur $\varphi_b f_{c90} / \gamma_b$. La température à prendre en compte pour déterminer φ_b , ainsi que les modalités du calcul, diffèrent selon que l'élément à vérifier est un poteau (§ 7.4), une poutre (§ 7.5) ou une dalle (§ 7.6).

Nota : le coefficient θ que l'on trouve en [C 2 306] n'apparaît pas. Il est pris égal à 0,85, puisqu'il s'agit d'une situation accidentelle, donc de courte durée (il en résulte que $0,85/\theta = 1$).



I courbe en trait plein : diagramme à la température ambiante
II courbe en pointillé : diagramme à la température θ

Figure 76 – Diagramme conventionnel de l'acier

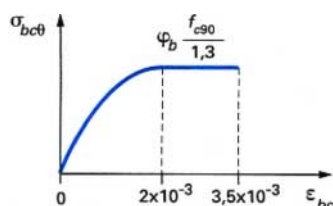


Figure 77 – Diagramme de calcul du béton permettant de connaître la contrainte d'une fibre de béton portée à la température θ , en fonction de son raccourcissement

7.4 Poteaux des constructions courantes

Les poteaux doivent d'abord être calculés à la température ambiante [C 2 306]. Pour la vérification au feu, on opère comme suit.

7.4.1 Détermination de la température moyenne θ_{mb} du béton

La température moyenne θ_{mb} dépend des dimensions du poteau et, bien évidemment, de la durée d'exposition à l'incendie.

Les calculs montrent que, pour une même durée d'exposition à l'incendie, cette température est la même pour des poteaux de même **rayon moyen** (aire de la section droite/demi-périmètre). À défaut d'un calcul plus précis au moyen du programme du DTU Feu, on peut déterminer la température moyenne du béton au moyen des courbes de la figure 78.

Nota : le rayon moyen défini ci-avant est le double de ce que l'on appelle le **rayon hydraulique**. Certains auteurs se réfèrent au **coefficient de massivité** (inverse du rayon hydraulique).

7.4.2 Détermination de la température des aciers

La température moyenne θ_{ms} des aciers est fonction de leur distance utile u et des dimensions du poteau.

À défaut d'un calcul plus précis au moyen du programme du DTU Feu, on peut utiliser l'abaque de la figure 79.

La température de chaque barre est ensuite déduite de θ_{ms} , en admettant qu'entre les angles et le milieu de chaque face la variation de température est parabolique (figure 80).

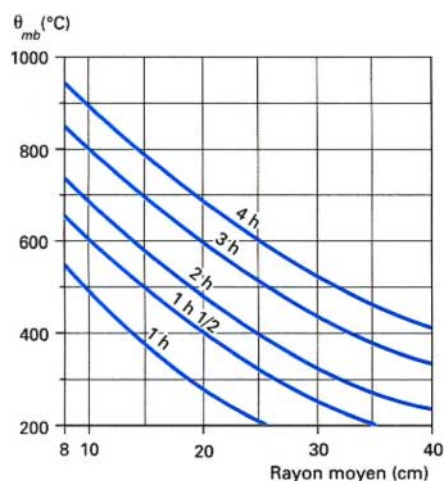


Figure 78 – Abaque donnant la température moyenne du béton d'un poteau en fonction de son rayon moyen (rapport de l'aire de sa section droite au demi-périmètre de celle-ci)

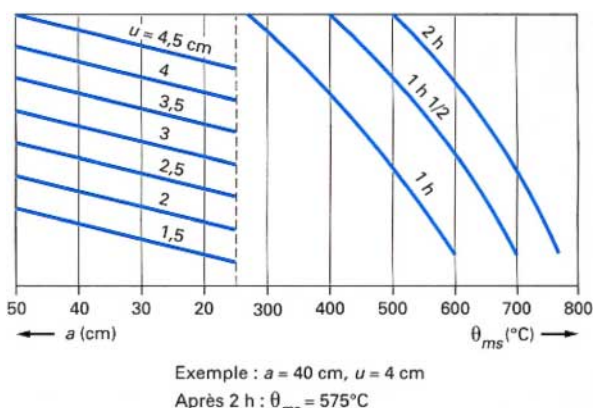


Figure 79 – Abaque pour la détermination de la température moyenne θ_{ms} des aciers des poteaux (a : petit côté)

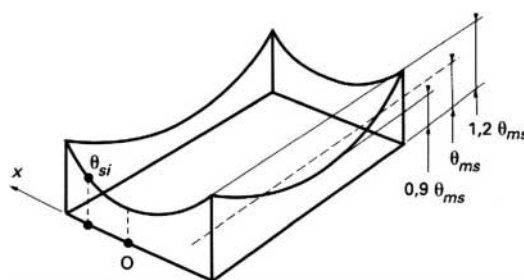


Figure 80 – Distribution des températures entre les faces et les angles d'un poteau (pour une face quelconque, de longueur $c = a$ ou $c = b$) : $\theta_{si} = \theta_{ms} [0,9 + 1,2 (x/c)^2]$

7.4.3 Effort normal résistant

L'effort normal résistant correspondant à la durée de stabilité au feu requise est défini par :

$$N_{\theta} = \frac{1}{\beta} \left[\frac{B_r \varphi_b f_{c28}}{0,9 \times 1,3} + f_{\sigma} \Sigma A_i \varphi_{si} \right]$$

avec β coefficient défini en [C 2 306] en fonction de l'éclatement mécanique λ du poteau,

B_r section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie,

φ_b coefficient déterminé selon le paragraphe 7.2.2 pour la température moyenne θ_{mb} du béton,

φ_{si} coefficient déterminé selon le paragraphe 7.2.1 pour la température θ_{si} d'un acier quelconque A_i .

L'effort normal agissant N_u est déterminé pour la combinaison d'actions définie au paragraphe 7.3.2.

La stabilité au feu du poteau est vérifiée pour la durée requise si $N_{\theta} \geq N_u$.

7.5 Poutres

Les poutres doivent d'abord être calculées à la température ambiante, à l'ELU ou à l'ELS selon le cas. L'enrobage de chaque barre et les longueurs des chapeaux sur appuis doivent être précisés.

Pour la vérification au feu, on opère comme suit.

7.5.1 Distribution de la température dans le talon d'une poutre

Le programme de calcul du DTU *Feu* permet de connaître les températures au centre de carrés de 3×3 cm découpés dans la section droite. Un exemple est donné sur la figure 81. (Il existe d'autres programmes donnant les températures au centre de carrés de 2×2 cm. Par exemple [175].)

Pour trouver la température θ_{si} d'une barre de section A_i occupant une position quelconque, on effectue une double interpolation linéaire. $\theta_1, \theta_2, \theta_3$ et θ_4 étant les températures aux centres C_1, C_2, C_3, C_4 des carrés entourant le point considéré, x_i et y_i les distances (en cm) du centre de l'aire A_i au centre C_1 du carré inférieur gauche (figure 82), on a, pour des carrés de 3 cm de côté :

$$\theta_{si} = \theta_1 + \frac{x_i}{3} (\theta_2 - \theta_1) + \frac{y_i}{3} (\theta_4 - \theta_1) + \frac{x_i y_i}{9} (\theta_1 - \theta_2 + \theta_3 - \theta_4) \quad (4)$$

Ainsi, pour la barre A_i occupant la position représentée figure 81, avec :

$$x_i = u_1 - 1,5 = 2,1 \text{ cm et } y_i = u_2 - 1,5 = 2,1 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = 910^\circ\text{C}, \theta_2 = \theta_4 = 830^\circ\text{C et } \theta_3 = 700^\circ\text{C}$$

on a, au bout de 120 min :

$$\theta_{si} = 910 - 0,7 \times 80 - 0,7 \times 80 - 0,49 \times 50 \approx 775^\circ\text{C}$$

7.5.2 Moment résistant ultime à chaud en travée

À la température ambiante, une barre d'aire A_i , soumise à une contrainte σ_{si} , équilibre une force :

$$F_{si} = A_i \sigma_{si}$$

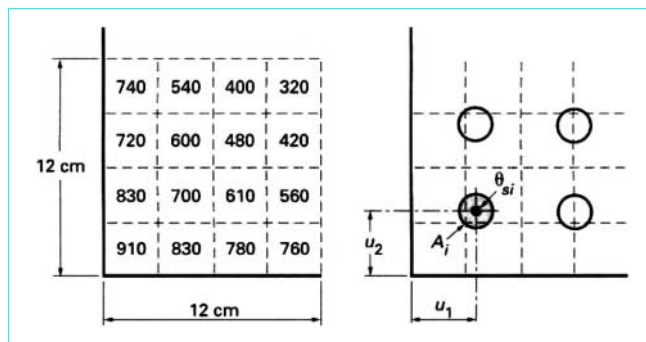


Figure 81 – Distribution des températures dans une poutre de 24 cm de largeur, au bout de 120 min

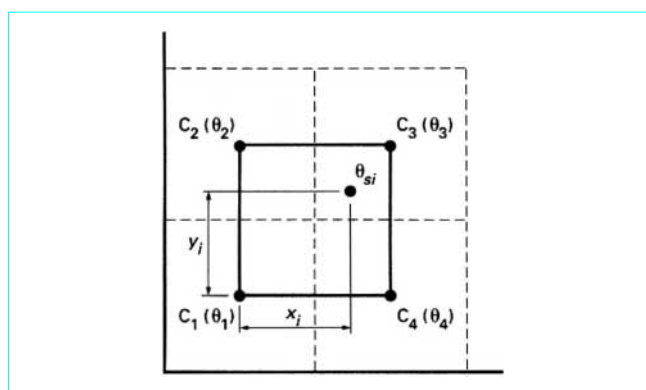


Figure 82 – Notations de la formule (4) d'interpolation linéaire

Si cette barre est portée à la température θ_i , cette force devient :

$$F_{s\theta i} = A_i \sigma_{s\theta i} = A_i (\varphi_{si} \sigma_{si}) = [A_i \varphi_{si}] \sigma_{si} = A_{i\theta} \sigma_{si}$$

en posant $A_{i\theta} = \varphi_{si} A_i$

Tout se passe donc comme si c'étaient les aires des barres qui étaient réduites, leur contrainte demeurant constante et égale à la valeur à la température ambiante.

Cette réduction des aires entraîne une modification de la position du centre de gravité des aciers chauds, donc de leur hauteur utile.

Soit :

u_i la distance utile (figure 72) de la base i , d'aire A_i ;
 θ_i la température de cette barre.

Pour l'ensemble des barres, on a, à chaud :

$$u_{\theta} = \frac{\Sigma (\varphi_{si} A_i u_i)}{\Sigma (\varphi_{si} A_i)} \left(> u = \frac{\Sigma A_i u_i}{\Sigma A_i} \right)$$

et la hauteur utile de la section réduite à chaud vaut donc :

$$d_{\theta} = h - u_{\theta}$$

h étant la hauteur totale de la poutre.

En travée, on a généralement $\theta < 250^\circ\text{C}$ sur la face supérieure de la poutre, d'où :

$$\varphi_b = 1 \text{ et } f_{c\theta} = \varphi_b f_{c90} = f_{c90}$$

En négligeant, par sécurité, la table de compression, on a donc :
— résultante des forces de compression dans le béton (diagramme rectangulaire, figure 83) :

$$F_{bc} = 0,8 b_0 y \frac{f_{c90}}{1,3}$$

— résultante des forces de traction dans les aciers inférieurs :

$$F_{s\theta} = A_\theta f_e$$

L'équilibre des forces $F_{bc} = F_{s\theta}$ conduit à :

$$y_\theta = \frac{A_\theta f_e}{0,8 b_0 \frac{f_{c90}}{1,3}}$$

d'où le bras de levier :

$$z_\theta = d_\theta - 0,4 y_\theta$$

et le moment résistant ultime à chaud sur travée :

$$\bar{M}_{t\theta} = A_\theta f_e z_\theta$$

7.5.3 Moment résistant ultime à chaud sur appui

■ Largeur réduite à chaud de la section, du côté comprimé

La zone comprimée, située du côté de la face chaude, est découpée en rectangles élémentaires (figure 84) de dimensions constantes $\Delta x \cdot \Delta b$ (en principe 3×3 cm, voir figure 81).

Soit :

- i le rang d'une bande horizontale quelconque de hauteur Δx_i ;
- j le rang d'une bande verticale quelconque de largeur Δb_j ;
- θ_{ij} la température au centre du rectangle $\Delta x_i \cdot \Delta b_j$;
- φ_{ij} le coefficient d'affaiblissement du béton correspondant à θ_{ij} .

La force élémentaire que peut équilibrer le rectangle $\Delta x_i \cdot \Delta b_j$ est :

$$[\Delta F_{bc}]_{ij} = \Delta x_i \Delta b_j \varphi_{ij} \frac{f_{c90}}{1,3}$$

Comme Δx_i est constant pour toute bande horizontale de rang i , on a, pour cette bande :

$$\Delta F_{bci} = \Delta x_i \frac{f_{c90}}{1,3} \sum_{j=1}^m \varphi_{ij} \Delta b_j$$

ou encore, en posant $b_i = \sum_{j=1}^m \varphi_{ij} \Delta b_j$ avec $\Delta x_i = Cte = \Delta x$:

$$\Delta F_{bci} = b_i \Delta x \frac{f_{c90}}{1,3}$$

Tout se passe alors comme si la zone comprimée avait une largeur variant en forme de double escalier (figure 85).

■ Calcul du moment résistant ultime

Chaque bande horizontale de rang i contribue donc pour la part ΔF_{bci} dans l'équilibre des forces et pour la part :

$$\Delta M_i = \Delta F_{bci} (d - v_i)$$

dans l'équilibre des moments, avec $v_i = \Delta x \left(i - \frac{1}{2} \right)$.

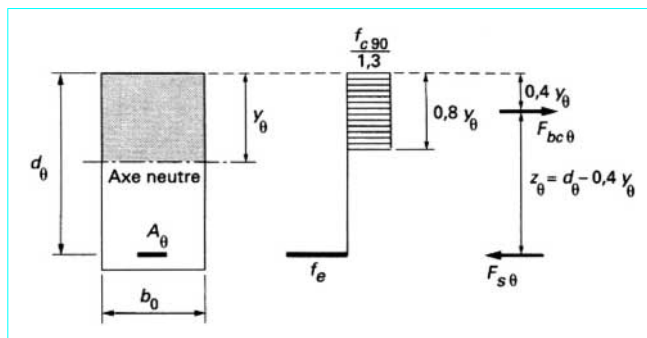


Figure 83 – Section en travée (table négligée) : contraintes et forces

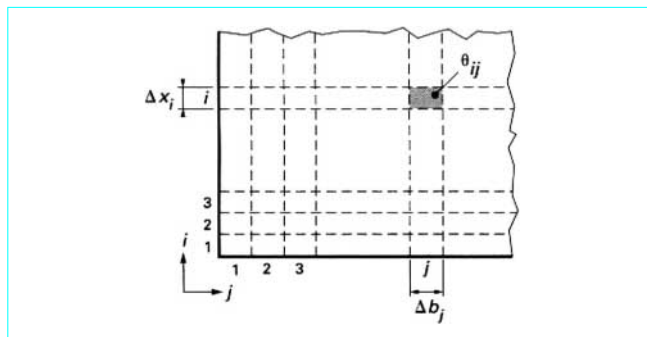


Figure 84 – Découpage de la zone comprimée en rectangles élémentaires

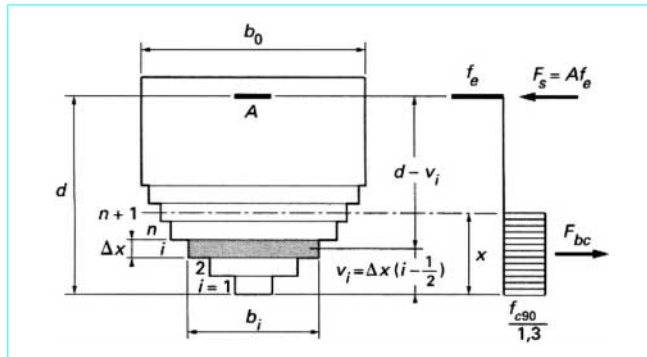


Figure 85 – Largeur réduite à chaud sur appui de la membrure inférieure d'une poutre

La résultante des forces de traction dans les armatures tendues, situées du côté « froid », étant $F_s = A f_e$, on calcule successivement la résultante des forces de compression dans les bandes horizontales : ΔF_{bc1} , $\Delta F_{bc1} + \Delta F_{bc2}$... jusqu'à obtenir deux valeurs :

$$F_{bc,n} = \sum_{i=1}^n \Delta F_{bci} \quad \text{et} \quad F_{bc,n+1} = \sum_{i=1}^{n+1} \Delta F_{bci}$$

encadrant la valeur F_s , ce qui signifie que l'équilibre des forces est obtenu pour une hauteur x de béton comprimé comprise entre $n \Delta x$ et $(n+1) \Delta x$:

$$F_{bc,n} \leq A f_e \leq F_{bc,n+1}$$

On fait de même le cumul des moments :

$$M_n = \sum_{i=1}^n \Delta M_i \quad \text{et} \quad M_{n+1} = \sum_{i=1}^{n+1} \Delta M_i$$

En posant alors :

$$\zeta = \frac{Af_e - F_{bc,n}}{F_{bc,n+1} - F_{bc,n}}$$

le moment résultant ultime à chaud sur appui est donné par la formule d'interpolation :

$$\bar{M}_{a\theta} = (1 - \zeta) M_n + \zeta M_{n+1}$$

7.5.4 Vérification de la stabilité au feu

L'adaptation du béton armé permet de compenser la défaillance des aciers en travée par la résistance des aciers sur appuis.

Il faut vérifier que l'on a :

$$\bar{M}_{a\theta} + \bar{M}_{t\theta} \geq M_0$$

M_0 étant calculé pour la combinaison d'actions définie au paragraphe 7.3.2, soit, en l'absence de vent :

$$M_0 = \frac{(g + q) \ell^2}{8}$$

$\left. \begin{array}{l} g \text{ charges permanentes} \\ q \text{ charges d'exploitation} \end{array} \right\}$ appliquées à la travée étudiée, de portée ℓ .

En outre, les longueurs (ℓ_{ch}) dont les chapeaux dépassent des nus d'appui doivent être suffisantes pour assurer la sécurité lorsque, par suite de la défaillance des aciers en travée, le fonctionnement de la poutre tend vers celui de deux consoles opposées ancrées sur les appuis, où le moment atteint $\bar{M}_{a\theta}$. D'où la condition :

$$\ell_{ch} \geq a \quad (\text{figure 86})$$

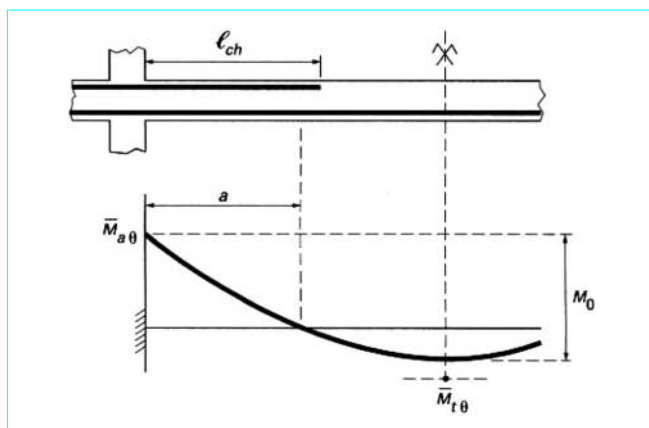


Figure 86 – Longueur des chapeaux sur appuis ($\ell_{ch} \geq a$)

7.5.5 Prise en compte des phénomènes d'éclatement

Des éclatements prématurés du béton, dus à l'expansion de l'eau libre qu'il contient, peuvent avoir pour conséquence d'une part de faire disparaître une partie du béton dont l'existence est nécessaire à la stabilité, d'autre part d'accélérer les phénomènes de transmission thermique.

Pour cette raison, à moins que des dispositions spéciales n'aient été prises (adjonction d'une protection complémentaire sur les parois exposées, grillage de protection, etc.), il est nécessaire, mais uniquement pour les poutres comportant à mi-travée moins de huit barres de même diamètre et de même nature, d'effectuer une vérification complémentaire. Celle-ci consiste à reprendre le calcul du moment résistant ultime à chaud en travée (nouvelle valeur : $\bar{M}'_{t\theta}$) en supposant que, parmi toutes les barres situées au voisinage du contour, celle i qui présente la plus faible section réduite à chaud ($\varphi_{si} A_i$ minimal) et dont la distance utile u_i est telle que $u_i < u_\theta$ (du premier calcul) a été mise à nu par l'incendie et ne contribue plus à la résistance.

On part donc, pour déterminer $\bar{M}'_{t\theta}$, d'une nouvelle section d'acier $A'_\theta = A_\theta - \varphi_{si} A_i$, d'une nouvelle distance utile à chaud $u'_\theta > u_\theta$ et d'une nouvelle hauteur utile à chaud $d'_\theta < d_\theta$.

Il faut vérifier que :

$$\bar{M}_{a\theta} + \bar{M}'_{t\theta} \geq M_0$$

$$\text{où} \quad M_0 = (g_1 - 0,05 g_2 + 0,8 q) \frac{\ell^2}{8}$$

avec g_1 ensemble des charges permanentes transmises à la poutre,
 g_2 poids propre du plancher concerné, entrant dans l'évaluation de g_1 ,
 q charges d'exploitation.

7.5.6 Vérifications à l'effort tranchant

Aucune justification n'est nécessaire si la largeur de l'âme d'une poutre continue telle que $M_w + M_e \geq M_0$ est au moins égale aux valeurs suivantes :

Durée de la stabilité au feu	b_0 (en cm)			
	1 h	1 h 1/2	2 h	3 h
Poutres rectangulaires	≥ 11	≥ 14	≥ 17	≥ 23
Poutres à talon	≥ 10	≥ 12	≥ 14	≥ 16

Pour une poutre isostatique, à section rectangulaire, les valeurs minimales sont, respectivement, de 16, 20, 24 et 32 cm.

Lorsque, les conditions précédentes n'étant pas remplies, une vérification est nécessaire, l'effort tranchant à chaud sur appuis V_θ est d'abord déterminé à partir de la courbe des moments de flexion :

$$V_\theta = V_0 + \frac{\bar{M}_{a\theta e} + \bar{M}_{a\theta w}}{\ell}$$

avec V_0 effort tranchant isostatique sur appuis, sous la combinaison d'actions $g + q$,
 $\bar{M}_{a\theta e}$, $\bar{M}_{a\theta w}$ moments résistants à chaud, sur appuis respectivement de droite et de gauche (chacun d'eux pris en compte avec un signe négatif).

Soit $V_{\theta 0}$ l'effort tranchant réduit, déduction faite des transmissions directes [C 2 308].

Il faut s'assurer que :

$$\tau_{\theta 0} = \frac{V_{\theta 0}}{b_0 d} \leq 0,20 \varphi_b f_{c90}$$

et que

$$\frac{\varphi_s A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_{\theta 0} - 0,03 \varphi_b f_{c90}}{0,9 f_e}$$

avec A_t section d'une nappe d'armatures d'âme, supposées droites,

s_t équidistance des nappes,

φ_b, φ_s coefficients d'affaiblissement du béton et de l'acier, conventionnellement évalués pour la température régnant à mi-hauteur de la retombée de la poutre, et au quart de son épaisseur (figure 87).

7.6 Dalles

La dalle à vérifier doit d'abord être calculée à la température ambiante. L'enrobage des armatures et les longueurs des chapeaux sur appuis doivent être précisés. Pour la vérification au feu, on opère comme suit.

7.6.1 Distribution des températures dans la dalle

Elle est fonction de l'épaisseur et de la durée d'exposition à l'incendie (figure 88).

7.6.2 Moment résistant ultime à chaud en travée

Les isothermes étant parallèles à la face inférieure exposée à l'incendie, toutes les barres d'un même lit sont à la même température, d'où $\varphi_{si} = \varphi_s = Cte$.

On a donc $d_\theta = d$ et, pour l'ensemble des barres, $A_\theta = A\varphi_s$. Le calcul est conduit comme pour une poutre : la hauteur de l'axe neutre est donnée par :

$$y_\theta = \frac{A_\theta f_e}{0,8 \frac{f_{c90}}{1,3}} \quad (A_\theta \text{ en m}^2/\text{m})$$

On a ensuite :

$$\overline{M}_{t\theta} = A_\theta f_e z_{b\theta} \quad \text{avec} \quad z_{b\theta} = d - 0,4 y_\theta$$

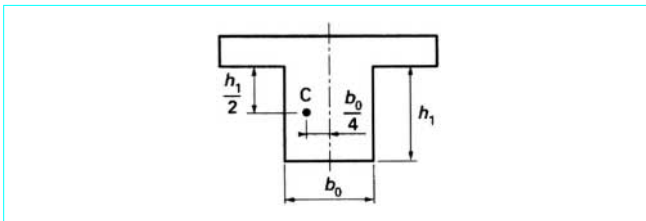


Figure 87 – Point C conventionnel où l'on doit calculer la température, dans les vérifications à l'effort tranchant

7.6.3 Moment résistant ultime à chaud sur appui

Pour calculer ce moment, on peut :

- soit opérer comme pour les poutres ;
- soit, plus rapidement, opérer comme suit :

- du côté opposé au feu, si la distance utile u des aciers supérieurs de section A est au moins égale à la distance limite définie, selon le cas, par l'ordonnée de l'un des points $L_1, L_{1,5}, L_2$ ou L_3 de la figure 88, la température de ces aciers est inférieure à 200 °C, ce qui implique $\varphi_s = 1$ et $f_{e\theta} = f_e$,

- en supposant pour commencer que la température moyenne θ_b de la zone de béton comprimé est celle qui règne à la distance u de la face inférieure (correspondant à la nappe d'aciers inférieurs en travée, voir figure 88) et ayant déterminé le coefficient d'affaiblissement du béton, φ_{b1} , correspondant, l'équilibre des forces conduit à une première estimation y_1 de la position de l'axe neutre :

$$y_1 = \frac{A f_e}{0,8 \varphi_{b1} \frac{f_{c90}}{1,3}} \quad (A \text{ en m}^2/\text{m})$$

En adoptant comme nouvelle valeur de θ_b la température qui règne à la distance $0,4 y_1$ de la face chaude, déduite de la figure 88, et à laquelle correspond un coefficient d'affaiblissement φ_b , on peut corriger la valeur de y_1 précédemment trouvée et retenir comme valeur finale :

$$y = y_1 \frac{\varphi_{b1}}{\varphi_b}$$

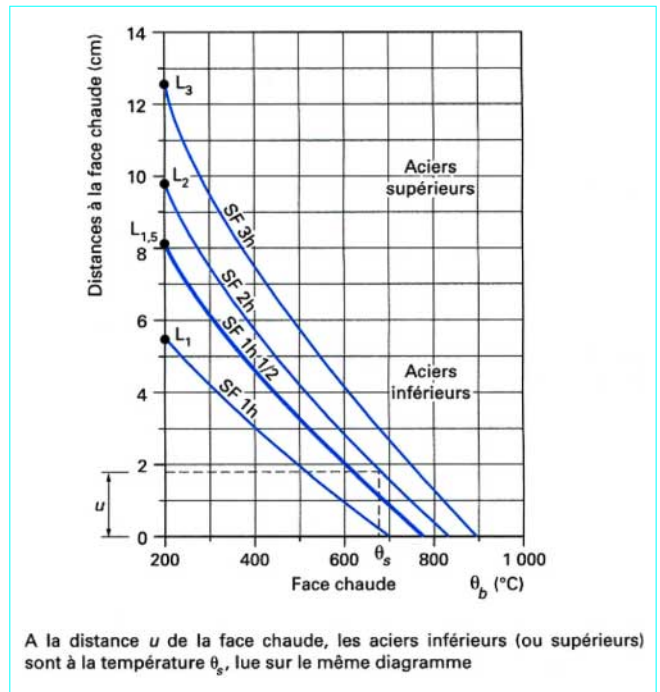


Figure 88 – Distribution des températures dans l'épaisseur d'une dalle

Le moment résistant ultime à chaud vaut alors :

$$\overline{M}_{a\theta} = A f_e z_b$$

avec

$$z_b = d - 0,4 y$$

7.6.4 Vérifications

L'adaptation complète suppose la transformation de la dalle en un mécanisme par l'apparition de rotations anélastiques sur appuis et en travée, phénomène improprement décrit sous le terme « formation de *rotules* plastiques ».

Des essais ont montré que, pour les dalles, la capacité de déformation des « rotules plastiques » sur appui était limitée : un dépassement de cette capacité risque d'entraîner une ruine de la dalle avant que n'ait été atteinte la durée de stabilité au feu souhaitée.

Pour l'exposé théorique des bases de la méthode exposée ci-après, le lecteur voudra bien se reporter à [130].

■ Méthode générale

Le moment agissant sur appui d'une dalle continue est :

$$M_a = M_{g+q} + M_{\Delta\theta} - M_{\Omega}$$

avec M_{g+q} moment sur appui dû aux charges de pesanteur (charges permanentes g , charges variables d'exploitation q),

$M_{\Delta\theta}$ moment dû au gradient thermique provoqué par l'incendie,

M_{Ω} moment libéré par l'ouverture angulaire Ω de la rotule plastique sur appui.

Chacun de ces moments peut être calculé comme suit.

● Valeur de M_{g+q}

Soit deux panneaux de dalle contigus, ℓ_y leur grande portée commune, ℓ_{xw} la petite portée du panneau de gauche, ℓ_{xe} la petite portée du panneau de droite.

On pose $\alpha_w = \frac{\ell_{xw}}{\ell_y}$ et $\alpha_e = \frac{\ell_{xe}}{\ell_y}$

On n'envisage ici que le cas des dalles « portant dans un seul sens », c'est-à-dire $\alpha_w < 0,40$ et $\alpha_e < 0,40$. M_{g+q} peut alors être calculé par la méthode Caquot minorée (§ 2.3.1.3, 2^e cas et § 2.3.2.2.2 pour les notations) :

$$M_{g+q} = - \frac{\left(\frac{2}{3} g_w + q_w\right) \ell_{xw}^3 + \left(\frac{2}{3} g_e + q_e\right) \ell_{xe}^3}{8,5 (\ell'_{xw} + \ell'_{xe})}$$

Ce moment est évalué par mètre de largeur.

● Valeur de $M_{\Delta\theta}$

$$M_{\Delta\theta} = \frac{E_i h'^3 \alpha_{\theta}}{8} \frac{\Delta\theta}{h} \quad (\text{MNm/m, MPa, m})$$

avec $E_i = 11\,000 \sqrt[3]{f_{c90}}$ (MPa) module de déformation instantanée du béton,

$\alpha_{\theta} = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ coefficient de dilatation thermique du béton,

h' (m) épaisseur réduite, fonction de la durée de stabilité au feu requise et de l'épaisseur réelle h de la dalle (figure 89),

$\Delta\theta/h$ gradient thermique (une erreur à ne pas commettre est de confondre le gradient thermique $\Delta\theta/h$ avec la simple différence de température $\Delta\theta$).

A. Coin [129] a montré que, pour calculer le gradient thermique, il fallait considérer un diagramme fictif de température qui, variant de $\theta(0)$ sur la face chaude à $\theta(h)$ sur la face froide, provoquerait les mêmes déformations de rotation que le diagramme réel (figure 88)

existant au même instant. Les valeurs de $\frac{\Delta\theta}{h} = \frac{\theta(h) - \theta(0)}{h}$ auxquelles on aboutit ainsi sont données dans le tableau 4.

Tableau 4 – Gradient thermique $\Delta\theta/h$ (en $^{\circ}\text{C}/\text{cm}$) à prendre en compte pour le calcul de $M_{\Delta\theta}$

Épaisseur h de la dalle (cm)	Durée de stabilité au feu requise			
	1 h	1 h 1/2	2 h	3 h
8	58,4	62,9	63,6	57,0
10	49,2	53,9	55,9	53,0
12	41,3	46,0	48,8	49,2
14	34,6	39,1	42,4	45,3
16	29,1	33,3	36,7	41,6
18	24,4	28,2	31,6	37,8
20	20,5	23,9	27,2	34,2
22	17,3	20,2	23,2	30,6
24	14,7	17,2	19,9	27,1

Les valeurs numériques du tableau sont à multiplier par 100 pour obtenir $\Delta\theta/h$ en $^{\circ}\text{C}/\text{m}$.

● Valeur de M_{Ω}

On a

$$M_{\Omega} = k \Omega$$

avec

$$k = \frac{E_i h'^3}{4(\ell'_{xw} + \ell'_{xe})}$$

E_i et h' ayant les valeurs définies ci-avant pour $M_{\Delta\theta}$.

■ Calcul de la rotation Ω sur appui

À l'état-limite ultime, le moment M_a sur appui atteint sa valeur limite $\overline{M}_{a\theta}$ déterminée comme indique au paragraphe 7.6.3.

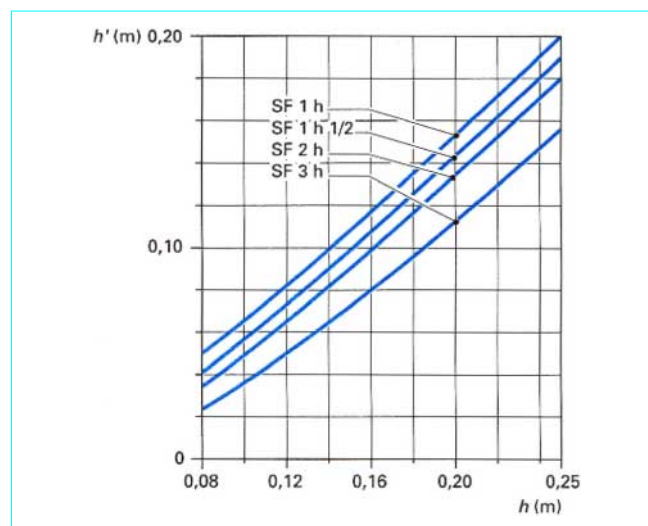


Figure 89 – Épaisseur réduite d'une dalle à prendre en compte dans l'évaluation du moment dû au gradient thermique

On a alors :

$$\Omega = \frac{M_{g+q} + M_{\Delta\theta} - \overline{M}_{a\theta}}{k}$$

k prenant la valeur indiquée ci-avant.

Les essais montrent qu'au-delà d'une rotation limite Ω_R les aciers sur appui atteignent leur capacité maximale de déformation et se rompent. Le DTU Feu donne les valeurs suivantes de Ω_R valables pour $h \leq 0,25$ m :

- ronds lisses : $\Omega_R = 0,25$ rad ;
- barres HA : $\Omega_R = 0,10$ rad ;
- treillis soudés : $\Omega_R = 0,08$ rad.

Deux cas peuvent représenter.

● Si $\Omega < \Omega_R$, les aciers sur appuis ne se rompent pas. Le moment résistant ultime $\overline{M}_{a\theta}$ peut être mobilisé, et il suffit de s'assurer que, dans chaque travée encadrant l'appui considéré :

$$\overline{M}_{a\theta} + \overline{M}_{t\theta} \geq M_{0x} = \frac{(g+q) \ell_x^2}{8}$$

● Si $\Omega \geq \Omega_R$, les aciers sur appuis se rompent et $\overline{M}_{a\theta} = 0$: l'équilibre doit être assuré par les seuls aciers en travée. Il faut donc que l'on ait, dans chaque travée encadrant l'appui considéré :

$$\overline{M}_{t\theta} \geq M_{0x}$$

7.6.5 Règles simples pour la vérification des dalles

Le DTU Feu fixe, pour les aciers inférieurs, des distances utiles minimales u_1 et u_2 dont le respect dispense de la vérification des rotules plastiques sur appuis.

Dans le tableau ci-après, les valeurs de u_1 correspondent au cas de l'absence de chapeaux sur appuis ou au cas de chapeaux en treillis soudés ou en barres à haute adhérence ; les valeurs de u_2 correspondent au cas de chapeaux en ronds lisses :

Distances utiles minimales (cm)	Durée requise de stabilité au feu				
	1 h	1 h 1/2	2 h	3 h	4 h
u_1	2	3	4	6	8
u_2	1,5	2	2,5	3,5	4,5

■ Si $u \geq u_1$ les aciers en chapeaux, s'il y en a, sont considérés comme rompus, et il faut vérifier que la section des armatures inférieures est au moins égale à la section nécessaire pour équilibrer, à la température ambiante, le moment :

$$M_{0x} = (1,35 g + 1,5 q) \frac{\ell_x^2}{8} \text{ [C 2 306].}$$

■ Si $u \geq u_2$ les aciers en chapeaux, constitués de ronds lisses, sont considérés comme pouvant développer, sans rupture, le moment résistant ultime $\overline{M}_{a\theta}$.

■ Si, selon le cas, $u < u_1$ ou $u < u_2$, il faut vérifier les rotations des rotules plastiques sur appuis. On peut toutefois éviter cette vérification, si l'épaisseur h de la dalle est telle que $h \geq h_{min}$, avec :

$$h_{min} = \frac{\alpha_\theta \Delta\theta (\ell'_{xw} + \ell'_{xe})}{2 \Omega_R} = \frac{(\ell'_{xw} + \ell'_{xe}) \Delta\theta}{2 \cdot 10^5 \Omega_R}$$

cette condition exprimant que $M_{\Delta\theta} < M_{\Omega_R}$ et donc que le moment dû au gradient thermique est insuffisant pour provoquer la rupture des aciers de la rotule plastique.

Il faut ainsi calculer tout d'abord la quantité $\frac{2 \cdot 10^5 \Omega_R}{\ell'_{xw} + \ell'_{xe}}$ qui représente $\Delta\theta/h_{min}$ et en déduire par interpolation linéaire, à l'aide du tableau 4, la valeur correspondante de h_{min} .

Exemple : pour $\Omega_R = 0,1$ rad, $\ell'_{xw} + \ell'_{xe} = 8,80$ m, durée de stabilité au feu requise : 2 h, on trouve :

$$\frac{2 \cdot 10^5 \Omega_R}{\ell'_{xw} + \ell'_{xe}} = \frac{2 \cdot 10^5 \cdot 0,1}{8,8} = 2\,272 \text{ }^\circ\text{C/m} \approx 22,7 \text{ }^\circ\text{C/cm}$$

valeur comprise entre 23,2 et 19,9 qui correspondent respectivement à $h = 22$ cm et $h = 24$ cm (voir tableau 4). Par interpolation, on trouve $h_{min} = 22,3$ cm.

Nota : le DTU Feu donne par ailleurs des « règles simples » sous la forme de dispositions constructives minimales pour les poteaux, les dalles, les poutres, les murs, etc. dont le respect dispense des vérifications par le calcul. Il n'est pas possible, étant donné les développements nécessaires, de les exposer dans le cadre de cette rubrique. Le lecteur voudra bien se reporter au chapitre 7 du DTU Feu.

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] 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.), 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).