

**BULLETIN OFFICIEL**  
**DU**  
**MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT**  
**ET DU LOGEMENT**

TRAVAUX PUBLICS  
TRANSPORTS TERRESTRES  
BASES AERIENNES  
URBANISME



**FASCICULE SPECIAL N° 68-23 *bis***

**CIRCULAIRE M. E. L. N° 68-119 DU 11 DECEMBRE 1968**

**relative au Titre VI :**

**REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL  
DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARME**

**Fascicule 61 :**

**CONCEPTION, CALCUL ET EPREUVES  
DES OUVRAGES D'ART**

**du cahier des prescriptions communes applicables  
aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat.**

**Texte n° 904**

MINISTÈRE DE L'ÉQUIPEMENT ET DU LOGEMENT

Direction du bâtiment et des travaux publics.

T. P. 136

Non parue J. O.

904 (68-23 bis)

**CIRCULAIRE M. E. L. N° 68-119 DU 11 DECEMBRE 1968**

relative au titre VI « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé » du fascicule n° 61 « Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art » du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat.

(Non parue au *Journal officiel*.)

*Références :*

- Circulaire série A n° 27 du 11 février 1946 ;
- Circulaire n° 30 du 5 avril 1958 ;
- Circulaire n° 33 du 8 avril 1958 ;
- Circulaire n° 65 du 19 août 1960 ;
- Code des marchés publics (décret n° 64-729 du 17 juillet 1964 modifié et complété) ;
- Circulaire n° 70 du 14 décembre 1964 ;
- Circulaire n° 50 du 1<sup>er</sup> décembre 1965 ;
- Décret n° 68-340 du 4 avril 1968.

*Textes modifiés :*

- Circulaire série A n° 27 du 11 février 1946 ;
- Circulaire n° 65 du 19 août 1960.

*Textes abrogés :*

- Circulaire n° 70 du 14 novembre 1964, et annexes.

*Pièces jointes :*

- ANNEXE I. — Décret n° 68-340 du 4 avril 1968 ;
- ANNEXE II. — Titre VI du fascicule n° 61 (texte et commentaires) ;
- ANNEXE III. — Hypothèses relatives au calcul des ponts sous les surcharges militaires (art. 7, § 6, du titre VI du fascicule n° 61).

Le ministre de l'équipement et du logement

à

- Messieurs les directeurs et chefs de service à l'administration centrale.
- Messieurs les chefs des services régionaux de l'équipement (sous couvert de Messieurs les préfets de région).
- Messieurs les directeurs départementaux de l'équipement (sous couvert de Messieurs les préfets).
- Messieurs les chefs des services maritimes (sous couvert de Messieurs les préfets).
- Messieurs les chefs de service de navigation.
- Messieurs les ingénieurs en chef chargés des services spéciaux des bases aériennes de la Gironde et des Bouches-du-Rhône.
- Messieurs les directeurs des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen Nantes-Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg.
- Monsieur le chef du service technique des bases aériennes à Paris.
- Monsieur le chef du service des travaux immobiliers aéronautiques de la région parisienne à Paris.
- Messieurs les chefs de service de l'aviation civile de Djibouti, Moroni, Nouméa, Papeete.

Le décret n° 68-340 du 4 avril 1968 a rendu obligatoire à la date du 1<sup>er</sup> mai 1968 le titre VI du fascicule n° 61 du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat (1).

Le décret précise dans son article 2 que le fascicule est également applicable aux marchés de travaux de bâtiment passés au nom de l'Etat.

Il s'agit des « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé ». Le titre VI et les commentaires dont il est assorti, ainsi que le décret n° 68-340 lui-même, qui ont fait l'objet d'une brochure (2) n° 1315 éditée par les *Journaux officiels*, constituent les annexes I et II à la présente circulaire.

En vue de leur utilisation pour certaines catégories de marchés publics et pour les contrats du secteur privé, les mêmes règles ont été publiées (3) d'autre part sous le titre « Document technique unifié ; règles C C BA 68 » ; elles annulent le document technique unifié connu sous le nom de « Règles BA 60 ».

(1) *Journal officiel* du 17 août 1968.

(2) La première édition de cette brochure comporte quelques erreurs typographiques qui donneront lieu prochainement à la diffusion d'un errata.

(3) Cette publication émane de la Société de diffusion des techniques du B. T. P., 9, rue La Pérouse, Paris (16<sup>e</sup>).

L'entrée en vigueur du décret n° 68-340 implique l'abrogation de la circulaire n° 70 du 14 novembre 1964 et de l'arrêté du même jour approuvant le précédent texte du titre VI du fascicule n° 61.

Le commentaire ii du paragraphe 6 de l'article 7 « Sollicitations pondérées » réserve le cas des surcharges militaires. Les sollicitations correspondant à ces surcharges et les hypothèses de calcul qui en sont la conséquence feront l'objet d'une instruction ultérieure.

Au surplus, les remarques qui vont suivre faciliteront aux services l'application du nouveau texte.

★★

Le nouveau titre VI du fascicule n° 61 reprend dans l'ensemble les chapitres de l'ancien texte.

Toutefois, trois nouveaux articles du chapitre I traitent respectivement des surcharges climatiques, des séismes et des sollicitations de services; trois nouveaux articles du chapitre II, des caractères mécaniques des fils tréfilés, des treillis soudés et des autres armatures; un nouvel article du chapitre VI de l'ancrage des treillis soudés.

En outre, à l'ancien texte a été ajouté sous le numéro XIV un chapitre assorti d'annexes, très largement inspiré du document technique unifié, relatif aux règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé connu sous le nom de « Règles B. A. 60 ». Ce chapitre applicable à la construction des bâtiments courants permet le recours à des conceptions et des modes de calcul à la fois plus simples et plus rapides que les règles applicables aux autres ouvrages.

Il appartient au cahier des prescriptions spéciales (C.P.S.) de stipuler si les règles applicables à l'ouvrage envisagé sont celles du chapitre XIV. Dans tous les autres cas, ce sont les règles édictées dans les treize premiers chapitres qui sont applicables (art. 0.1 du fascicule).

Par souci d'alignement sur la convention adoptée dans les pays étrangers et recommandée par le comité européen du béton (C. E. B.), le nouveau fascicule, contrairement à l'ancien et contrairement aux « Règles B. A. 60 », distingue la traction de la compression par l'addition pour cette dernière, de l'apostrophe aux symboles représentant des efforts, des contraintes, des aires, etc.

★★

Les principales modifications apportées au fascicule ancien sont les suivantes :

#### Article 3. — Surcharges climatiques.

Pour les ouvrages d'art, les surcharges climatiques sont indiquées par les titres I à IV du même fascicule n° 61. Pour les autres constructions, il conviendra de se reporter au document technique unifié « Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions ». (Règles N. V. 65-67.)

#### Article 7. — Sollicitations pondérées.

Le nouveau fascicule, comme l'ancien, prend en compte deux genres de sollicitations, mais le vent a été introduit dans les sollicitations du deuxième genre.

Le cas des surcharges militaires réservé par le commentaire ii du paragraphe 6 est traité en annexe III.

L'article 8: *Sollicitations de service* définit avec précision les conditions de services des ouvrages qui sont la base des vérifications et justifications relatives à la fissuration et à la déformation.

#### Article 9. — Béton.

La définition du coefficient  $\delta$  donnée par le paragraphe 46 diffère de celle que figurait à l'article 6 (§ 4.24) de l'ancien fascicule.

Le tableau de l'ancien article 6 (§ 5.22) a été remplacé par la formule équivalente de l'article 9 (§ 5.4).

Les articles 11: *Fils tréfilés*, 12: *Treillis soudés*, 13: *Autres armatures* sont entièrement nouveaux.

#### Article 19. — Conditions de non-fragilité.

La condition de l'alinéa 2 se réfère à la contrainte de traction de référence du béton et non plus à la résistance nominale du béton comme le faisait l'ancien article 13.

#### Article 25. — Poutres soumises à la flexion simple.

La borne limitant la contrainte tangente du plan neutre lorsque les armatures transversales d'âme sont droites (§ 1.2.i) dépend de la contrainte maximale de compression et non plus de la largeur moyenne de la zone comprimée (ancien article 19, § 1.21).

La formule donnant la contrainte admissible des armatures transversales d'âme (§ 1.2.ii) a été modifiée.

#### Article 30 (§ 2). — Contraintes d'adhérence admissibles.

Les formules fixées par l'ancien article 24 (§ 2) pour les contraintes admissibles dans les zones d'ancrage ont été modifiées pour introduire le coefficient de scellement.

L'article 31: *Ancrage des treillis soudés*, est entièrement nouveau.

#### Article 32. — Dispositions constructives des poteaux et colonnes.

Les coefficients  $\theta_1$  et  $\theta_2$ , intervenant dans les volumes minimaux des armatures (§ 2) et le coefficient minorant la contrainte de compression admissible des armatures longitudinales (§ 3), sont différents des coefficients donnés par l'article 25 de l'ancien fascicule respectivement en paragraphes 1 et 2.

Article 33. — *Flambement des poteaux et colonnes de section constante.*

Le paragraphe 3 ajouté au texte de l'ancien fascicule (art. 25) admet sous certaines conditions le calcul aux états limites dans les justifications relatives au flambement.

Article 42. — *Articulations.*

Deux paragraphes ont été ajoutés au texte de l'ancien fascicule (art. 35) : le paragraphe 3 relatif aux articulations de pièces quelconques et le paragraphe 5 relatif aux efforts développés par les mouvements des articulations.

Article 46. — *Soudage des barres.*

Alors que l'article 39 de l'ancien fascicule interdisait le soudage à l'arc électrique sur les barres en acier brut de laminage d'une résistance à la traction supérieure à 5.000 bars, l'article 46 nouveau tient compte du fait que certains de ces aciers sont effectivement soudables.

Article 49. — *Largeur des fissures.*

Les indications données par les commentaires de l'article 42 de l'ancien fascicule ont été placées en prescriptions. Il faut noter que la valeur du coefficient K intervenant dans la limite de la contrainte de traction des armatures est, en atmosphère marine,  $K = 10^6$  et non plus  $K = 0,5.10^6$ .

L'article 66 : *Justifications par le calcul aux états limites* autorise ces justifications sous réserve que le C. P. S. l'ait prévu.

Le service d'études techniques des routes et autoroutes devra être consulté par les ingénieurs qui voudraient faire usage de cette possibilité.

L'article 67 : *Constructions provisoires* allège pour ces ouvrages, sous réserve de l'autorisation du maître d'œuvre, les règles de sécurité édictées pour les constructions normales.

\*  
\*\*

Le service d'études techniques des routes et autoroutes pourra conseiller les ingénieurs sur les questions techniques que leur poserait l'application de ce nouveau fascicule.

Pour le ministre de l'équipement et du logement  
et par délégation :

Le directeur du bâtiment et des travaux publics,  
J. VASSEUR.

---

ANNEXE I

A LA CIRCULAIRE M. E. L. 68-119 DU 11 DECEMBRE 1968

**DECRET N° 68-340 DU 4 AVRIL 1968**

**rendant obligatoire un fascicule du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat.**

(Journal officiel du 17 avril 1968.)

Le Premier ministre,

Sur le rapport du ministre de l'économie et des finances,

Vu les articles 12, 22 à 25 et 113 du code des marchés publics approuvé par le décret n° 64-729 du 17 juillet 1964 modifié ;

Vu les décrets n° 64-1380, n° 65-798, n° 66-595, n° 66-781, n° 67-371 et n° 67-856 rendant obligatoires neuf fascicules du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat ;

Vu l'arrêté du 24 août 1961 modifié portant création du groupe permanent d'étude des marchés de travaux publics ;

Vu l'avis de la commission centrale des marchés en date du 17 janvier 1968,

Décète :

**Art. 1<sup>er</sup>.** — Est rendu obligatoire à la date du 1<sup>er</sup> mai 1968 le fascicule n° 61, titre VI, du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics passés au nom de l'Etat (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé), tel qu'il est annexé au présent décret.

**Art. 2.** — Le fascicule susvisé doit être utilisé dans les marchés de travaux publics ainsi que dans les marchés de travaux de bâtiment.

Il en est de même du fascicule n° 4, titre I<sup>er</sup>, du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics (aciers pour béton armé), rendu obligatoire par le décret n° 67-856 du 11 septembre 1967.

**Art. 3.** — Est interdite, à compter de la date fixée à l'article 1<sup>er</sup> ci-dessus, l'insertion dans les marchés de toute clause portant référence à un cahier de prescriptions communes relatif aux prestations définies à l'article 1<sup>er</sup> particulier à un département ministériel.

**Art. 4.** — Le ministre de l'économie et des finances est chargé de l'exécution du présent décret, qui sera publié au *Journal officiel* de la République française.

Fait à Paris, le 4 avril 1968.

GEORGES POMPIDOU.

Par le Premier ministre :

Le ministre de l'économie et des finances,

MICHEL DEBRÉ.

ANNEXE II  
A LA CIRCULAIRE M. E. L. 68-119 DU 11 DECEMBRE 1968

REGLES TECHNIQUES  
de conception et de calcul des ouvrages  
et constructions en béton armé.

TABLE DES MATIERES

	Pages.
PREAMBULE .....	7
CHAPITRE I <sup>er</sup> . — Evaluation des sollicitations.....	7
Art. 1 <sup>er</sup> . — Charges permanentes.....	7
Art. 2. — Surcharges .....	9
Art. 3. — Surcharges climatiques.....	11
Art. 4. — Température et retrait.....	11
Art. 5. — Séismes .....	13
Art. 6. — Modalités de construction.....	13
Art. 7. — Sollicitations pondérées.....	15
Art. 8. — Sollicitations de service.....	17
CHAPITRE II. — Caractères mécaniques des matériaux et contraintes admissibles.....	19
Art. 9. — Béton .....	19
Art. 10. — Aciers en barres.....	27
Art. 11. — Fils tréfilés.....	31
Art. 12. — Treillis soudés.....	31
Art. 13. — Autres armatures.....	33
CHAPITRE III. — Principes de justification et règles générales :	
Art. 14. — Énumération des justifications et vérifications nécessaires .....	33
Art. 15. — Équilibre statique.....	33
Art. 16. — Résistance .....	35
Art. 17. — Stabilité de forme.....	37
Art. 18. — Résistance minimale du béton.....	37
Art. 19. — Conditions de non-fragilité.....	37
Art. 20. — Calcul des efforts.....	39
CHAPITRE IV. — Contraintes normales sur les sections droites des pièces prismatiques.....	41
Art. 21. — Hypothèses de calcul.....	41
Art. 22. — Conditions de sécurité.....	41
Art. 23. — Règles de détail.....	45
CHAPITRE V. — Actions tangentées ou de cisaillement.....	47
Art. 24. — Principes d'équilibre.....	47
Art. 25. — Poutres soumises à la flexion simple.....	53
Art. 26. — Poutres soumises à la flexion composée.....	57
Art. 27. — Plaques et coques.....	59

	Pages.
CHAPITRE VI. — Adhérence.....	59
Art. 28. — Contraintes d'adhérence.....	59
Art. 29. — Entraînement des armatures.....	61
Art. 30. — Ancrage des armatures formées d'aciers en barres .....	65
Art. 31. — Ancrages des treillis soudés.....	77
CHAPITRE VII. — Poteaux et colonnes.....	79
Art. 32. — Dispositions constructives des poteaux et colonnes .....	79
Art. 33. — Flambement des poteaux et colonnes de sec- tion constante.....	85
CHAPITRE VIII. — Poutres simplement fléchies.....	87
Art. 34. — Changements de section.....	87
Art. 35. — Armatures longitudinales de traction.....	89
Art. 36. — Armatures longitudinales de compression.....	91
Art. 37. — Armatures transversales.....	91
Art. 38. — Application des efforts concentrés.....	93
CHAPITRE IX. — Plaques sur appuis continus.....	95
Art. 39. — Constitution et calcul des plaques.....	95
CHAPITRE X. — Pressions localisées, frettage et articulations..	101
Art. 40. — Pressions localisées.....	101
Art. 41. — Frettage .....	101
Art. 42. — Articulations .....	105
CHAPITRE XI. — Dispositions constructives diverses.....	109
Art. 43. — Protection des armatures.....	109
Art. 44. — Possibilités de bétonnage correct.....	111
Art. 45. — Correction mécanique.....	113
Art. 46. — Soudage des barres.....	115
Art. 47. — Reprises de bétonnage.....	117
Art. 48. — Assemblages et pièces dont le calcul ne relève pas de la résistance des matériaux.....	119
CHAPITRE XII. — Fissuration.....	119
Art. 49. — Largeur des fissures.....	119
CHAPITRE XIII. — Déformations.....	125
Art. 50. — Calcul des flèches.....	125
CHAPITRE XIV. — Dispositions applicables aux bâtiments cou- rants .....	127
Art. 51. — Température et retrait.....	127
Art. 52. — Conditions de non-fragilité.....	131
Art. 53. — Poteaux. Simplification de calcul et dispo- sitions constructives.....	133

	Pages.
Art. 54. — Planchers .....	137
Art. 55. — Méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée.....	143
Art. 56. — Méthode de calcul applicable aux planchers à forte surcharge.....	151
Art. 57. — Hourdis sur appuis continus.....	151
Art. 58. — Planchers à corps creux.....	153
Art. 59. — Planchers à poutrelles préfabriquées.....	157
Art. 60. — Problèmes particuliers concernant les poutres.	159
Art. 61. — Limitation des flèches.....	161
Art. 62. — Liaisons entre les divers éléments des constructions .....	171
Art. 63. — Justification de certains éléments par l'essai.	171
Art. 64. — Prise en compte de matériaux autres que le béton et l'acier.....	173
Art. 65. — Présentation des projets.....	173
CHAPITRE XV. — Dispositions diverses.....	175
Art. 66. — Justification par le calcul aux états limites.	175
Art. 67. — Constructions provisoires.....	175
Art. 68. — Précision arithmétique des calculs.....	177
Art. 69. — Dérogations .....	177
Art. 70. — Mise en vigueur.....	177
CHAPITRE XVI. — Notations.....	180
Annexe au chapitre VI :	
Ancrages par courbure.....	189
Annexes au chapitre XIV :	
A 1. — Méthode approchée pour le calcul des poutres continues, solidaires (ou non) des poteaux qui les supportent, sous l'action de charges verticales....	197
A 2. — Calcul des hourdis rectangulaires uniformément chargés .....	211
A 3. — Calcul des planchers champignons et des planchers dalles .....	213
A 4. — Calcul des parois fléchies (murs, cloisons ou voiles formant poutres).....	243
A 5. — Résistance à la torsion.....	257
B 1. — Treillis soudés.....	263
B 2. — Présentation type des dessins des constructions en béton armé.....	265
C. — Théorie simplifiée de la fissuration du béton des pièces armées.....	283

## PREAMBULE

### 0.1. — Domaine d'application.

\* Les ouvrages mixtes acier-béton sont ceux dans lesquels des éléments de béton armé ou de béton précontraint sont solidarités avec une structure métallique en vue de concourir avec elle à la résistance de la construction.

Les agrégats d'un béton léger sont de faible densité; Ils sont généralement artificiels.

\*\* La procédure d'agrément par le C. S. T. B. est définie par l'arrêté du 3 septembre 1958 du ministre de la construction.

### 0.2. — Convention de sigle.

### 0.3. — Maître de l'ouvrage et maître d'œuvre.

Par « maître de l'ouvrage » on entend le ministère, la collectivité, l'organisme ou la personne, physique ou morale, pour le compte duquel le travail est exécuté.

Par « maître d'œuvre » on entend l'autorité ou la personne désignée par le maître de l'ouvrage pour diriger en son nom et contrôler l'exécution des travaux faisant l'objet du marché.

Le maître d'œuvre peut faire appel à des experts, personnes physiques ou morales, en tant que conseils. En principe il ne leur délègue pas ses attributions.

## CHAPITRE I<sup>er</sup>

### Evaluation des sollicitations.

#### Article 1<sup>er</sup>. — Charges permanentes.

##### 1.1.

L'expression « charges permanentes » désigne ici d'une façon générale les efforts permanents, nés de la pesanteur: non seulement le poids de l'ouvrage, mais aussi les actions des terres soutenues par lui, par exemple.

## REGLES TECHNIQUES

### de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.

FASCICULE N° 61, TITRE VI

#### PREAMBULE

##### 0.1. — Domaine d'application.

Les présentes règles de calcul sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé.

Elles ne sont pas applicables aux ouvrages et constructions en béton léger armé ou en béton cavernaux armé ni aux ouvrages et constructions mixtes acier-béton. \*

Le chapitre XIV ne s'applique en outre qu'aux ouvrages, constructions et études faisant l'objet d'une décision expresse du maître de l'ouvrage à cet effet dans le C. P. S. ou dans le marché d'études.

Les équipements ou procédés « non traditionnels » au sens de l'arrêté du ministre de la construction en date du 3 septembre 1958 ne sont pas soumis aux présentes règles de calcul ; l'emploi de ces équipements ou procédés, dans la construction, est subordonné à « un agrément » accordé dans les conditions définies par l'arrêté du 3 septembre susvisé. \*\*

##### 0.2. Convention de sigle.

Les initiales C. P. S. désignent dans les présentes règles de calcul le cahier des prescriptions spéciales d'un marché de travaux de l'Etat ou le texte en tenant lieu, cahier des charges particulier par exemple, de tout autre marché de travaux.

## CHAPITRE I<sup>er</sup>

### Evaluation des sollicitations.

#### Article 1<sup>er</sup>. — Charges permanentes.

1.1. On introduit dans les calculs, suivant les modalités indiquées aux articles 7 et 8, les charges permanentes effectives et il en est justifié.

L'attention est attirée sur ce que l'on pourrait commettre des erreurs importantes en supposant uniformément réparties les charges permanentes de certains éléments pour lesquels cette hypothèse simplificatrice ne serait pas vérifiée. Ce serait le cas du poids propre d'un arc par exemple, ou, à un moindre degré, de celui d'une poutre continue de hauteur variable.

#### 1.2.

En ce qui concerne les volumes, leur évaluation d'après les dimensions prévues est généralement suffisante. Il peut ne pas en être ainsi si les erreurs de dimensions prévisibles à l'exécution peuvent affecter de façon sensible les charges permanentes et les sollicitations de certains éléments constructifs. Par exemple, il est difficile de respecter exactement l'épaisseur prévue d'une voûte mince de couverture à tirant ; si l'épaisseur réalisée est supérieure à l'épaisseur prévue, même de peu en valeur absolue, il peut en résulter une sous-estimation, importante en valeur relative, de la sollicitation du tirant, si aucune somme à valoir n'est prise en compte dans l'évaluation du volume de la voûte.

En ce qui concerne les masses volumiques, il ne convient pas, par exemple, de risquer de surévaluer celle d'un contrepois.

A l'inverse il convient de considérer en général les matériaux avec leur teneur en eau maximale pour les éléments d'ouvrage exposés aux intempéries.

#### 1.3.

Ces circonstances spéciales peuvent se présenter lorsqu'on fait usage de granulats de forte densité, ou pour des pièces contenant une proportion d'armatures anormalement élevée, ou anormalement faible.

En cas de proportion anormale d'armatures, on peut calculer la masse volumique en tonnes par mètre cube ( $t/m^3$ ) par l'expression :

$$2,37 + 5,4 \bar{\omega} = 2,37 + 0,7 g_a$$

où  $\bar{\omega}$  représente le rapport du volume de l'acier au volume du béton armé et  $g_a$  la masse en tonnes de l'acier par mètre cube de béton armé.

La proportion des armatures peut être jugée normale si  $\bar{\omega}$  est compris entre 0,01 et 0,025 et  $g_a$  entre 0,08 et 0,20.

### Article 2. — Surcharges.

#### 2.1.

Les surcharges visées au présent article peuvent être appelées surcharges d'exploitation pour les distinguer des surcharges climatiques visées à l'article 3.

Un bâtiment à usage d'habitation, un bâtiment à usage de bureaux, un pont-route, un pont-rail peuvent être cités comme exemples d'ouvrages dont les programmes de surcharges sont définis par les textes en vigueur. Un pont-canal ou un réservoir peut être cité comme exemple d'un ouvrage dont la surcharge d'eau est déterminée par les conditions d'utilisation ; un quai de port ou un entrepôt comme celui d'un ouvrage dont les surcharges d'exploitation doivent être fixées par le C. P. S.



1.2. Les charges permanentes effectives sont évaluées d'après les volumes et les masses volumiques les plus défavorables que sont susceptibles de présenter les matériaux dans leurs conditions d'emploi.

1.3. Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton armé peut être évaluée à 2,5 t/m<sup>3</sup>.

Article 2. — *Surcharges.*

2.1. Les surcharges sont introduites dans les calculs suivant les modalités indiquées aux articles 7 et 8.

Le C. P. S. fixe le programme des surcharges à envisager sauf s'il est défini par les textes en vigueur ou par les conditions d'utilisation de l'ouvrage. En ce dernier cas, il est justifié des surcharges.

2.2.

Ainsi pour le fond d'un cuvelage constamment immergé, la valeur minimale de la sous-pression a le caractère d'une charge permanente et l'écart entre les sous-pressions maximale et minimale a le caractère d'une surcharge. De même si les terres soutenues par un ouvrage sont partiellement immergées dans des eaux de niveau variable, l'action minimale de ces terres a le caractère d'une charge permanente et la différence entre leur action maximale et leur action minimale doit être considérée comme une surcharge.

Les pressions d'un liquide dont le niveau peut varier doivent être considérées comme surcharges.

Article 3. — *Surcharges climatiques.*

Pour le moment, et à défaut de texte en vigueur, on se référera aux règles N. V. 65 modifiées en 1967.

Article 4. — *Température et retrait.*

4.1.

i) Pour une construction non massive à l'air libre, ce sont en général les variations annuelles de la température qui produisent les effets les plus défavorables. Il suffit en ce cas d'envisager une variation uniforme de la température de l'ouvrage. On peut alors admettre que le produit de la dilatation relative par le coefficient de déformation du béton armé, assimilé dans le calcul à un coefficient d'élasticité, varie entre 20 bar et — 20 bar sous les climats tempérés comme celui de la France et entre 30 bar et — 30 bar sous les climats à grands écarts thermiques.

Les valeurs indiquées tiennent compte de ce qu'il s'agit de déformations lentes auxquelles correspondent des valeurs basses du coefficient de déformation du béton (cf. § 9.62) et de ce que la possibilité de la fissuration des parties tendues du béton est susceptible de conférer aux ouvrages une déformabilité supérieure à celle que supposent les calculs habituels.

Dans les cas spéciaux où il en serait autrement, il y aurait lieu d'adopter d'autres hypothèses en les justifiant.

ii) Dans certains ouvrages ou éléments d'ouvrages tels que fours, cheminées, planchers chauffants, frigorifiques, etc., le béton armé peut être porté en service à des températures généralement variables d'un point à un autre de sa masse, et différentes de la température ambiante. Les dispositions constructives sont alors choisies et les calculs établis en tenant compte de ce fait. On peut admettre dans ces calculs que le coefficient de dilatation thermique du béton armé est égal à 10<sup>-5</sup>.

2.2. Les variations des efforts qui résultent, dans les conditions d'utilisation des ouvrages, de changements de pression ou de niveau de liquides, retenus ou contenus par les ouvrages en exerçant sur eux, directement ou indirectement, des poussées d'Archimède, sont considérés comme surcharges.

2.3. Au cas où le C. P. S. fixerait une surcharge d'essai produisant dans certains éléments des effets supérieurs de plus de 20 p. 100 aux surcharges d'exploitation, compte tenu éventuellement de leurs majorations pour effets dynamiques, cette surcharge d'essai devrait être considérée comme surcharge d'exploitation (y compris la majoration de pondération du premier genre) pour les éléments en cause.

Article 3. — *Surcharges climatiques.*

3.1. Les surcharges de neige et les actions du vent, ou surcharges climatiques, sont définies par les textes en vigueur. Le C. P. S. peut toutefois, si des circonstances exceptionnelles le justifient, prévoir des surcharges climatiques plus sévères que les surcharges fixées par les textes visés.

3.2. Parmi les surcharges climatiques on distingue les surcharges normales et les surcharges extrêmes qui sont introduites dans les calculs suivant les modalités indiquées à l'article 7.

Article 4. — *Température et retrait.*

4.1. Il doit être tenu compte des effets de la température pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables.

4.2.

Le retrait du béton n'entraîne pas de variation de longueur des éléments tendus fortement armés qui sont normalement fissurés en service. Par voie de conséquence, il provoque des déformations par changement de courbure des poutres fléchies dont les membrures tendues sont fissurées. On peut en général négliger les effets de ces déformations et assimiler, pour une construction non massive à l'air libre, l'effet de retrait sur le béton armé à un raccourcissement relatif uniforme. Le produit de la valeur de ce raccourcissement par le coefficient de déformation du béton armé, assimilé à un coefficient d'élasticité, peut être évalué à :

20 bar dans la moitié Nord et le quart Sud-Ouest de la France et sous un climat équatorial ;

30 bar dans le quart Sud-Est de la France, à moins de 20 km des côtes de la Méditerranée et sous un climat tropical humide ;

40 bar à plus de 20 km des côtes Sud et Est de la Méditerranée et sous un climat chaud et sec ;

50 bar sous un climat tropical très sec ou désertique.

Des cas spéciaux pourraient se présenter où d'autres hypothèses devraient être adoptées sous réserve de justification (cf. commentaires du paragraphe 4.1 précédent).

4.3.

Pour les ouvrages non massifs à l'air libre, on peut réduire de 10 bar la somme des produits des raccourcissements relatifs correspondants par le coefficient d'élasticité du béton.

4.4.

Lorsque pour une construction non massive à l'air libre les déformations dues au retrait et à la température sont assimilables à des variations relatives uniformes de ses dimensions, on peut admettre que le raccourcissement de retrait a pour valeurs 2, 3, 4 et  $5 \cdot 10^{-4}$  respectivement dans les régions successivement énumérées au commentaire du paragraphe 4.2 ci-dessus et que les dilatations thermiques extrêmes sont égales à  $\pm 2 \cdot 10^{-4}$  sous les climats tempérés (comme celui de la France) et  $\pm 3 \cdot 10^{-4}$  sous les climats à grands écarts thermiques.

Article 5. — *Séismes.*

Article 6. — *Modalités de construction.*

Ces circonstances peuvent se produire lorsque certains éléments de l'ouvrage sont mécaniquement mis en jeu avant l'achèvement de celui-ci, et en particulier pour servir de supports à d'autres éléments exécutés après eux.

4.2. Il doit être tenu compte des effets du retrait pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables.

4.3. On peut admettre que les effets du retrait et de la température minimale dans les ouvrages non librement dilatables ne s'additionnent pas sans atténuation.

4.4. On doit prendre les dispositions nécessaires pour permettre les variations des dimensions des ouvrages conçus comme librement dilatables sous l'effet du retrait et des changements de température.

Article 5. — *Séismes.*

Dans les régions sujettes aux séismes, les constructions doivent être conçues pour résister aux surcharges, dites sismiques, dont le programme est fixé par le C.P.S. ou les textes en vigueur.

Les surcharges sismiques sont introduites dans les calculs suivant les modalités indiquées à l'article 7.

Article 6. — *Modalités de construction.*

Lorsque les sollicitations d'un ouvrage ou de certaines de ses parties dépendent, soit en service, soit pendant sa construction, des modalités de cette dernière, il y a lieu de les évaluer en tenant compte desdites modalités.

Article 7. — *Sollicitations pondérées.*

7.3.

L'attention est attirée sur ce que les sollicitations composantes d'une même sollicitation totale pondérée doivent être compatibles eu égard au caractère des ouvrages et aux dispositions des textes en vigueur.

En ce qui concerne la sollicitation (P) due aux surcharges d'exploitation, l'attention est également attirée sur ce que les diverses dispositions possibles des zones à surcharger, et même l'absence de surcharges, doivent être examinées dans la recherche des combinaisons les plus défavorables. Il est souligné que les coefficients  $\gamma$  de la sollicitation totale pondérée considérée sont invariables et que ce sont les surcharges composantes de (P) qui doivent être prises en compte dans leurs effets extrêmes, y compris l'effet zéro de leur absence.

7.5.

La considération d'une sollicitation totale pondérée du premier genre conduit à une justification de type habituel. La pondération des surcharges y a pour but de tenir compte de ce que les effets des efforts susceptibles de varier peuvent être plus sévères que ceux des efforts permanents.

Article 7. — Sollicitations pondérées.

7.1. Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations, dites sollicitations totales pondérées, définies ci-dessous.

7.2. Une sollicitation totale pondérée est définie comme résultant de l'action d'une ou de l'action simultanée de plusieurs, des sollicitations visées aux articles 2 à 5 ci-dessus, chacune d'entre elles étant multipliée dans toutes ses composantes par un même nombre, ou coefficient de pondération, dont la valeur est spécifiée ci-après.

En d'autres termes, en appelant :

- (G) La sollicitation due à la charge permanente ;
- (P) La sollicitation due aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles pour effet dynamique ;
- (V) La sollicitation due aux surcharges climatiques normales ;
- ~~(W) La sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes ;~~
- (T) La sollicitation due aux effets de la température et au retrait ;
- ~~(SD) La sollicitation due aux séismes,~~

une sollicitation totale pondérée se définit symboliquement par :

$$(S) = \gamma_g (G) + \gamma_p (P) + \gamma_v (V) + \gamma_w (W) + \gamma_t (T) + \gamma_{s1} (SD)$$

les coefficients  $\gamma$  prenant les valeurs qui sont prescrites ci-après.

7.3. Dans toute sollicitation totale pondérée, les sollicitations composantes sont considérées dans toutes leurs combinaisons possibles et prises en compte dans celles de ces combinaisons qui sont les plus défavorables pour l'élément à justifier.

*Les effets des surcharges militaires ne sont pas traités individuellement par de pondération du 1<sup>er</sup> genre mais majoration  $\gamma$  de 20% voire 33%.*

7.4. Pour l'ensemble d'un ouvrage, pour chacun des ensembles partiels qu'il comporte éventuellement et pour chacun de ses éléments, on considère successivement les sollicitations totales pondérées du premier genre et celles du second genre, définies ci-après.

7.5. Les sollicitations totales pondérées du premier genre sont définies symboliquement par les égalités :

$$(S_2) = (G) + 1,2 (P) + (T)$$

$$(S_1) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

*CP + surcharge 2 + vent long*  
*CP + ~~surcharge~~ + vent + long*

*✓ tout au vent + surcharges*

7.6.

La considération d'une sollicitation totale pondérée du second genre du type (S<sub>2</sub>) constitue une vérification de la sécurité par rapport aux surcharges. Elle peut être plus défavorable que celle d'une sollicitation du type (S<sub>1</sub>) bien qu'il lui corresponde des contraintes admissibles plus élevées (art. 8 et 9), dans les cas où il n'y a pas proportionnalité des contraintes aux efforts et en particulier quant la définition mécanique de l'élément à justifier est susceptible de changer : renversement du sens du moment sur une section fléchie ou flexion composée, par exemple.

- i) Pour les ponts-route et pour les ponts-rail l'action du vent participe du caractère d'une surcharge climatique normale en ce qu'elle entre dans les sollicitations pondérées du premier genre ; mais elle n'est pas à considérer habituellement dans les sollicitations pondérées du second genre, ce qui équivaut en ce cas à (V) = (W) = 0. De plus, pour un pont-route l'action du vent est incompatible avec celles des surcharges d'exploitation. Pour un pont-rail l'action du vent n'est pas la même selon que l'ouvrage est soumis ou non à la surcharge du train-type.
- ii) Le cas des surcharges militaires des ponts est réservé.

Article 8. — Sollicitations de service.

8.3.

Ces sollicitations sont ainsi définies par la formule symbolique :

$$(S_3) = (G) + (P) + (T)$$

8.4.

Par exemple, si l'on justifie la flèche d'un plancher de bâtiment à usage d'habitation ou de bureau, la sollicitation de service à considérer répond à la formule :

$$(S_4) = (G) + (P) + (T)$$

Si dans le même cas la justification vise la comptabilité de la flèche et de l'intégrité des cloisons, (G) sera compté dans son intégralité sous l'évaluation des efforts du fluage mais (G) et (T) ne comprendront que le complément de charge permanente mis en place et la fraction du retrait intervenu après la construction des cloisons, pour l'évaluation des autres effets.

Un autre exemple est fourni par la justification de la flèche horizontale d'un immeuble élancé sous l'action du vent. En ce cas la sollicitation de service à considérer se réduit à :

$$(S_4) = (G) + (V)$$

7.6. Les sollicitations totales pondérées du second genre sont définies symboliquement par les égalités :

$$(S_p) = (G) + 1,5 (P) + \frac{(W)}{1,5} + (T)$$

$$(S'_p) = (G) + (P) + \gamma_w (W) + (T)$$

$$(S''_p) = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

le coefficient  $\gamma_w$  étant calculé par la formule :

$$\gamma_w = 1,10 - 0,5 \frac{(P_{g, \max})}{(G)}$$

dans le cas où

$$(P_{g, \max}) < 0,20 (G)$$

et étant pris égal à l'unité dans le cas contraire.  $(P_{g, \max})$  représente la sollicitation maximale développée par les surcharges pesantes d'exploitation pour l'ensemble, l'ensemble partiel ou l'élément considéré par application du paragraphe 7.4 ci-dessus. Le coefficient  $\gamma_w$  ainsi calculé s'applique à toutes les sollicitations (P) qu'il y a lieu de prendre en compte pour la justification de cet ensemble ou de cet élément.

#### Article 8. — Sollicitations de service.

8.1. Dans les justifications de calcul relatives à la fissuration du béton et aux déformations, on prend en compte les sollicitations de service définies ci-dessous.

8.2. Une sollicitation de service résulte de l'action simultanée d'une ou de plusieurs des sollicitations visées aux articles 2 à 4 ci-dessus, à l'exclusion de celles qui ont le caractère de sollicitations extrêmes, et sans aucune majoration sauf, le cas échéant, la majoration pour effet dynamique des surcharges.

En d'autres termes, en gardant les notations utilisées en 7.2, une sollicitation de service se définit symboliquement par :

$$(S) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

8.3. Dans les justifications de calcul relatives à la fissuration du béton, les sollicitations de service ne comprennent pas l'action des surcharges climatiques sauf exception, relative à l'effet de la neige seule, stipulée au C.P.S.

8.4. Dans les justifications de calcul relatives aux déformations, les sollicitations de service doivent comprendre celles des sollicitations susvisées qui ont une influence non négligeable sur les déformations en cause, mais peuvent ne comprendre que ces sollicitations.

## CHAPITRE II

### Caractères mécaniques des matériaux et contraintes admissibles.

#### Article 9. — Béton.

##### 9.1. Résistance.

Le comportement physique du béton sous les sollicitations mécaniques et la sécurité qu'il offre vis-à-vis d'elles dépendent non seulement de sa résistance à la compression mais aussi de sa résistance à la traction. La seconde a autant d'importance que la première. Toutefois, si l'on vérifie effectivement à l'exécution que la résistance à la traction atteint au moins une fraction prévisible et déterminée de la résistance à la compression, cette dernière peut servir seule de base aux justifications de calcul dans des conditions de sécurité satisfaisantes.

##### 9.2. Mesure de la résistance.

\* Ces dimensions supposent que la grosseur du granulat, habituellement limitée à 25 mm, est au plus égale à 31,5 mm. Pour des bétons composés de granulats plus gros, on devrait utiliser des cylindres de section supérieure mais de hauteur toujours double de leur diamètre.

\*\* L'attention est attirée sur l'importance des précautions à prendre pour obtenir une mesure correcte.

Les bases des cylindres-éprouvettes doivent être surfacées. Un moyen d'y parvenir de manière satisfaisante est d'utiliser un enduit plané au moyen d'un marbre de mécanicien usiné au centième de millimètre, la résistance de cet enduit après durcissement devant être au moins égale à celle du béton de l'éprouvette. D'autres moyens équivalents pourraient être employés.

Le bâti de la presse utilisée doit être extrêmement rigide ; le mieux est que cette presse soit d'un type spécialement conçu pour l'essai des matériaux.

L'éprouvette doit être centrée avec précision sur le plateau de la presse, avec l'aide d'un dispositif bien adapté.

L'usage de contreplateaux est recommandé parce qu'il facilite l'entretien des surfaces d'appui offertes aux éprouvettes.

Aucune matière, telle que le carton, ne doit être interposée entre l'éprouvette et les plateaux de la presse (ou les contreplateaux).

##### 9.3. Résistance nominale.

Pour l'application de cette prescription il y a lieu de se reporter aux textes en vigueur.

Lorsque la distribution des mesures de résistance en nombre suffisant peut être considérée comme gaussienne, la moyenne arithmétique de celles de ces mesures, qui sont inférieures à la valeur médiane de leur ensemble, est sensiblement égale à la résistance nominale calculée comme il est prescrit ci-dessus.

## CHAPITRE II

### Caractères mécaniques des matériaux et contraintes admissibles.

#### Article 9. — Béton.

##### 9.1. Résistance.

Au point de vue de l'appréciation de son comportement mécanique dans le complexe béton armé, le béton est caractérisé par sa contrainte de rupture par compression simple ou résistance à la compression qui est désignée dans ce qui suit par résistance.

##### 9.2. Mesure de la résistance.

La résistance est mesurée à l'âge de vingt-huit jours (28 j) par compression axiale de cylindres droits de révolution de deux cents centimètres carrés de section et d'une hauteur double de leur diamètre. \*

La mesure de la résistance du béton d'une éprouvette est égale au quotient de l'effort maximal supporté par l'éprouvette par l'aire de sa section droite. Elle est exprimée en bars. \*\*

##### 9.3. Résistance nominale.

La résistance nominale d'un béton dont on possède des mesures de résistance en nombre suffisant est définie comme la moyenne arithmétique de ces mesures diminuée des huit dixièmes de leur écart quadratique moyen.

La résistance nominale constitue la base technique des justifications de sécurité.

Elle est désignée par l'un des symboles :

$\sigma_m$  ou  $\sigma_n$

### 9.4. Contrainte de compression admissible.

#### 9.4.3.

\* Les ciments de la classe 325 sont les ciments le plus couramment utilisés en béton armé.

#### 9.4.5.

\* La grosseur d'un granulats est le diamètre minimal des trous d'une passoire susceptible de livrer passage à 90 p. 100 de ce granulats.

#### 9.4.6.

L'expression section complète s'entend d'une section supposée non fissurée (par opposition à une section réduite). Suivant les errements habituels, on ne déduit pas les aires des aciers de l'aire du béton dans le calcul de la section du béton seul. L'expression « plan radial » désigne un plan normal à la section et passant par son centre de gravité. Le centre de pression est aussi appelé point de passage de la force extérieure.

9.4. Contrainte de compression admissible.

9.4.1. La contrainte de compression admissible du béton désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}'_b$$

est la fraction  $\rho'_b$  de sa résistance nominale :

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_n$$

9.4.2. La fraction  $\rho'_b$  est définie comme le produit des cinq facteurs sans dimensions  $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \varepsilon$  :

$$\rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon$$

9.4.3. Le facteur  $\alpha$  a pour valeur numérique :

- 1 pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 325 ; \*
- 9/10 pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 400 ;
- 5/6 pour les bétons dont le ciment constitutif est de la classe 500.

9.4.4. Le facteur  $\beta$  a pour valeur numérique :

- 5/6 pour les bétons qui ne seraient soumis qu'à un contrôle atténué ;
- 1 pour les bétons strictement contrôlés.

9.4.5 Le facteur  $\gamma$  a pour valeur numérique :

- 1 pour les éléments de construction dont l'épaisseur minimale est supérieure à quatre fois la grosseur du granulats constitutif du béton ; \*
- Le quart du rapport de l'épaisseur minimale à la grosseur du granulats pour les autres éléments.

9.4.6. Quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du premier genre, le facteur  $\delta$  prend la valeur numérique :

- 0,30 dans le cas de la compression simple et dans tous les cas de sollicitation qui ne sont pas visés dans le présent texte ;
- 0,60 dans le cas de la flexion simple et dans celui de la flexion composée lorsque l'effort normal est une traction ;

De l'expression :

$$\delta = 0,30 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$$

dans le cas d'une flexion composée où l'effort normal est une compression si la valeur de cette expression est inférieure à 0,60 et 0,60 dans le cas contraire. Dans ladite expression,  $e_0$  désigne l'excentricité de la force extérieure par rapport à la section complète du béton seul et  $e_1$  désigne le rayon

9.4.8.

La valeur de  $\varepsilon$  est toujours supérieure à 0,5 et inférieure ou égale à 1.

La contrainte admissible en compression simple sous une sollicitation totale pondérée du premier genre a ainsi pour expression :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,30 \alpha \beta \gamma \sigma'_n$$

L'attention est attirée sur ce que l'application des prescriptions de l'article 22.1. peut conduire à une réduction de la contrainte admissible du béton à la compression.

9.5. Contrainte de traction de référence.

Cette contrainte est nommée « de référence » et non « admissible » comme l'usage s'en était établi, parce que l'on peut admettre de la dépasser pour certaines sollicitations.

vecteur, de même signe que  $e_0$ , du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

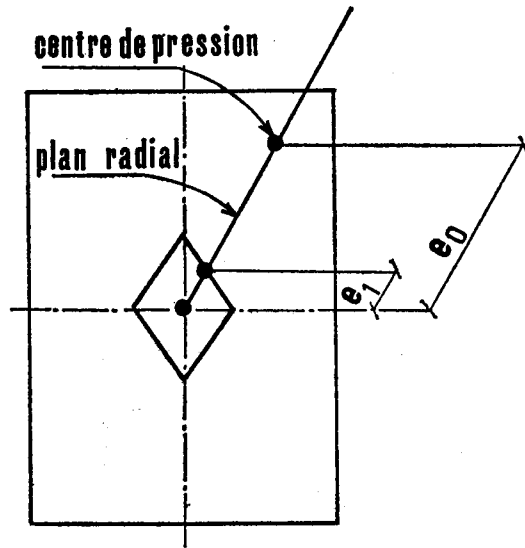


Fig. 1. — Exemple d'une section rectangulaire.

9.4.7. Quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du second genre, les valeurs de  $\delta$  sont égales aux valeurs fixées en 9.4.6 multipliées par 1,5.

9.4.8. Dans le cas de la compression simple, la valeur de  $\varepsilon$  est égale à l'unité. Dans les autres cas, on attribue à  $\varepsilon$  la valeur numérique maximale, mais au plus égale à un, qui soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton de la section rendue homogène, si elle est entièrement comprimée, ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite, si la première n'est pas entièrement comprimée, ne dépasse pas la contrainte admissible pour la compression simple.

### 9.5. Contrainte de traction de référence.

9.5.1. La contrainte de traction de référence du béton, désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}_s$$

est la fraction  $p_b$  de sa résistance nominale :

$$\bar{\sigma}_s = p_b \sigma'_s$$

### 9.6. Déformations.

La rédaction de ce paragraphe suppose que les déformations sont calculées de manière suffisamment approchée par les mêmes procédés que des déformations élastiques.

### 9.7. Résistances attribuables a priori aux bétons courants.

A titre indicatif pour une exécution normale, la résistance à la compression  $\sigma'_{cs}$  des bétons courants présente, en fonction du dosage en ciment de la classe 325 exprimé en kilogrammes par mètre cube en œuvre, les valeurs indiquées au tableau ci-dessous.



9.5.2. La fraction  $\rho_b$  est définie comme le produit des quatre facteurs sans dimensions  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  et  $\theta$ :

$$\rho_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

9.5.3. Les facteurs  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  gardent les mêmes significations qu'en 9.4 et prennent les valeurs qui y ont été prescrites.

9.5.4 Pour une sollicitation totale pondérée du premier genre, la valeur du facteur  $\theta$  est liée à la résistance nominale du béton par la formule:

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_n}$$

$$\sigma_n = f_{ctk} = \sigma_{cr}$$

où  $\sigma_n$  est exprimé en bars.

Pour une sollicitation totale pondérée du second genre la valeur précédente de  $\theta$  est multipliée par 1,5.

### 9.6. Déformations.

9.6.1. A défaut de mesures, on peut admettre qu'à l'âge de  $j$  jours le module de déformation longitudinale du béton sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à vingt-quatre heures, ou module de déformation instantanée  $E_i$ , est égal à:

$$E_i = 21.000 \sqrt{\sigma_j} \text{ bar}$$

$\sigma_j$  représentant la résistance du béton à l'âge de  $j$  jours et étant exprimé en bars.

9.6.2. A défaut de mesures, on peut admettre qu'à l'âge de  $j$  jours le module de déformation longitudinale du béton sous des contraintes permanentes ou de longue durée d'application, ou module de déformation différée  $E_d$ , est égal à:

$$E_d = 7.000 \sqrt{\sigma_j} \text{ bar}$$

9.6.3. Si l'on ne dispose que des mesures à vingt-huit jours de la résistance du béton, ou si, à la rédaction d'un projet, la résistance à vingt-huit jours est seulement escomptée, on pourra admettre que pour les grandes valeurs de  $j$  on a sensiblement:

$$\sigma_j = 1,20 \sigma_{28}$$

pour les bétons à base de ciments de la classe 325 et

$$\sigma_j = 1,10 \sigma_{28}$$

pour les bétons à base de ciments de classes supérieures.

### 9.7. Résistances attribuables a priori aux bétons courants.

A défaut de précédents ou d'études préalables, on peut admettre a priori, pour des bétons courants, lors de la rédaction des projets, des valeurs de la résistance dont la pratique a montré qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers.

Pour les mêmes bétons, les valeurs de la résistance à la traction, qui correspondent normalement aux valeurs indiquées de la résistance à la compression, peuvent se calculer en bars par la formule

$$\sigma_t = 7 + 0,06 \sigma_c$$

et sont également indiquées au tableau ci-dessous:

Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	$\sigma_{28}$ (bars)	$\sigma_{28}$ (bars)
250	180	17,8
300	230	20,8
350	270	23,2
400	300	25

Pour les mêmes bétons, dans le cas le plus habituel où  $\alpha = \gamma = 1$  la contrainte de compression admissible en compression simple  $\bar{\sigma}'_{bc}$  et la contrainte de traction de référence  $\bar{\sigma}_b$  prennent, selon le caractère du contrôle, les valeurs indiquées au tableau suivant:

Dosage (kg/m <sup>3</sup> )	Contrôle strict ( $\beta = 1$ )		Contrôle atténué ( $\beta = 5/6$ )	
	$\bar{\sigma}'_{bc}$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)	$\bar{\sigma}'_{bc}$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)
250	54	5,3	45	4,4
300	69	6,2	57,5	5,2
350	81	7,0	67,5	5,8
400	90	7,5	75	6,2

## Article 10. — Aciers en barres.

### 10.1. Dimensions nominales.

Les diamètres nominaux utilisés sont ceux de la série 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40 mm.

### 10.2. Caractères mécaniques nominaux.

Le comportement physique du complexe béton armé dépend essentiellement des limites d'élasticité réelles des armatures ainsi que de la rugosité effective de leurs surfaces.

Sauf exception, il est admis que la limite d'élasticité nominale à la compression est égale à la limite d'élasticité nominale à la traction.

### 10.3. Limite d'élasticité nominale.

#### 10.3.1.

La limite d'élasticité visée est la limite apparente d'élasticité ou, si cette dernière ne peut être saisie (aciers écrouis), la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 p. 100 d'allongement rémanent.

Article 10. — *Aciers en barres.*

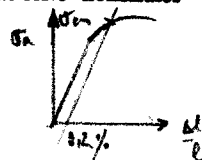
10.1. Dimensions nominales.

Le diamètre, le périmètre et l'aire de la section transversale (ou section) d'une barre d'acier à haute adhérence sont définis comme le diamètre, le périmètre et la section d'un rond lisse de même poids au mètre.

Le diamètre nominal d'une barre est le diamètre qui la caractérise dans les conditions prescrites par les textes en vigueur. Le périmètre nominal et la section nominale de cette barre sont définis comme le périmètre et la section d'un rond lisse dont le diamètre est égal au diamètre nominal.

10.2. Caractères mécaniques nominaux.

Les caractères mécaniques qui constituent les bases techniques des justifications de sécurité sont les limites d'élasticité nominales à la traction et à la compression.



10.3. Limite d'élasticité nominale.

10.3.1. Les valeurs des limites d'élasticité déduites des mesures effectuées dans des essais de traction sont calculées sur les sections nominales des barres essayées.

10.3.2.

Cette définition correspond pratiquement à la notion, scientifiquement peu correcte, de valeur minimale.

10.3.3.

Il est rappelé que ces limites d'élasticité nominales ont les valeurs suivantes :

Nuance de l'acier	$\sigma_{en}$	et	$\sigma_{en}$
Fe E 22	22 kgf/mm <sup>2</sup>	soit	2.160 bar.
Fe E 24	24	—	2.350 —
Fe E 34	34	—	3.340 —

10.3.4.

\* Ces fiches d'identification sont délivrées à chaque producteur par application du C. P. C., fascicule 4 (Fournitures d'aciers et autres métaux), titre I<sup>er</sup> (Aciers pour béton armé).

Le tableau suivant rappelle les valeurs garanties des limites d'élasticité nominales  $\sigma_{eg}$  pour les armatures des différentes classes en fonction de leur diamètre.

Valeurs de  $\sigma_{eg}$  en kgf/mm<sup>2</sup> et en bars\* :

DIAMÈTRES nominaux (mm).	CLASSES		
	Fe E 40 A et B	Fe E 45	Fe E 50
5 à 16	42		50 4.900 *
20	4.120 *	45 4.410 *	,
25-32	40 3.920 *		
40		,	

10.4. Contraintes admissibles.

10.3.2. La limite d'élasticité nominale est définie comme la moyenne des valeurs mesurées des limites d'élasticité diminuée de deux fois leur écart quadratique moyen.

Elle est exprimée en bars et désignée par les symboles  $\sigma_{0.2}$  en compression et  $\sigma_{0.2}$  en traction.

10.3.3. Les limites d'élasticité nominales des ronds lisses bruts de laminage sont définies par les textes en vigueur.

10.3.4. Les limites d'élasticité nominales des armatures à haute adhérence sont, conformément aux textes en vigueur, celles des classes dans lesquelles sont rangées ces armatures par leurs fiches d'identification. \*

10.4. Contraintes admissibles.

10.4.1. La contrainte de traction admissible de l'acier, désignée par le symbole :

$$\bar{\sigma}_a$$

est égale à la fraction  $\rho_a$  de sa limite d'élasticité nominale en traction :

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{0.2}$$

Pour les sollicitations totales pondérées du premier genre, la valeur de  $\rho_a$  est prise égale à deux tiers, exception faite des cas expressément visés dans les articles suivants.

Pour les sollicitations totales pondérées du second genre, la valeur de  $\rho_a$  est prise égale à l'unité (1), exception faite des cas expressément visés dans les articles suivants.

10.5. Déformations.

Article 11. — *Fils tréfilés.*

11.1 Fils bruts de tréfilage de forme cylindrique.

\* Les treillis soudés, en particulier, répondent aux conditions posées.

C'est la médiocrité de leur adhérence qui motive la proscription des fils bruts de tréfilage de forme cylindrique non assemblés par soudure à d'autres fils.

11.2. Fils tréfilés à haute adhérence.

\* Un fil tréfilé à haute adhérence est généralement obtenu par déformation à froid d'un fil tréfilé brut de tréfilage (torsion d'un fil à section non circulaire, ou « crantage »).

Jusqu'à parution des fiches d'identification, il convient de se reporter aux fiches d'agrément délivrées à chaque producteur par application de l'article 1.100 des règles B. A. 60.

\*\* Elle est fixée, en principe, en fonction de la limite d'élasticité nominale par application de l'article 10.4.

Article 12. — *Treillis soudés.*

12.1. Caractères.

Les treillis soudés peuvent être formés soit de fils bruts de tréfilage, soit de fils tréfilés à haute adhérence, soit de barres à haute adhérence.

10.4.2. La contrainte de compression admissible de l'acier désignée par le symbole :

$\bar{\sigma}_c$   
est égale aux deux tiers de la limite d'élasticité nominale en compression :

$$\bar{\sigma}_c = \frac{2}{3} \sigma_{cn}$$

quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du premier genre et à cette même limite d'élasticité quand il s'agit d'une sollicitation totale pondérée du second genre.

#### 10.5. Déformations.

On admet dans tous les cas que le coefficient d'élasticité de l'acier  $E_s$  est égal à 2.000.000 bar, sa contrainte étant calculée sur sa section nominale.

#### Article 11. — Fils tréfilés.

##### 11.1. Fils bruts de tréfilage de forme cylindrique.

L'emploi de fils bruts de tréfilage de forme cylindrique n'est admis que sous la forme d'éléments composés préfabriqués où ces fils sont assemblés par soudure en usine à d'autres fils de direction différente (en principe perpendiculaire), disposés à intervalles définis. \*

##### 11.2. Fils tréfilés à haute adhérence.

11.2.1. L'emploi des fils tréfilés à haute adhérence, non assemblés par soudure à d'autres fils, n'est autorisé que sous réserve de l'agrément de ces fils et publication d'une fiche d'identification. \*

11.2.2. Les dimensions nominales d'un fil tréfilé à haute adhérence ont mêmes définitions que pour les aciers en barres (Cf § 10.1). Les diamètres nominaux utilisés sont indiqués par la fiche d'identification.

11.2.3. Le caractère mécanique qui constitue la base technique des justifications de sécurité est la limite d'élasticité nominale. Elle est définie par la fiche d'identification.

11.2.4. La contrainte admissible à la traction est définie par la fiche d'identification. \*\*

11.2.5. Sauf justification expérimentale probante, l'emploi des fils tréfilés à haute adhérence à la compression n'est pas admis.

11.2.6. Le coefficient d'élasticité des fils tréfilés à haute adhérence est évalué dans les conditions prescrites par l'article 10.5 pour les aciers en barres.

#### Article 12. — Treillis soudés.

##### 12.1. Caractères.

Les caractères géométriques et mécaniques des fils ou barres constitutifs des treillis soudés, ainsi que ceux des treillis eux-mêmes sont définis, selon le cas, soit par les textes en vigueur, soit par les fiches d'identification.

#### 12.2. Contraintes admissibles. Déformations.

\* Les aciers tréfilés constitutifs des treillis soudés peuvent être soumis à la compression. Les aires de leurs sections transversales ne sont pas prises en compte en ce cas dans les calculs de justification.

#### 12.3. Dispositions transitoires.

L'annexe B 1 au présent règlement est applicable aux treillis soudés formés de fils cylindriques bruts de tréfilage jusqu'à parution d'un texte réglementaire. L'article 10.4 est applicable à ces fils constitutifs.

#### Article 13. — Autres armatures.

### CHAPITRE III

#### Principes de justification et règles générales.

#### Article 14. — Énumération des justifications et vérifications nécessaires.

Par « justifications », on entend généralement ce qu'il y a lieu de faire figurer aux notes de calcul. Par « vérifications », ce que l'usage autorise à n'y point expliciter. Les prescriptions des articles suivants visent à la fois les unes et les autres.

#### Article 15. — Équilibre statique.

Des circonstances particulières peuvent conduire à juger insuffisante la marge de sécurité réservée par ces prescriptions.

12.2. Contraintes admissibles. — Déformations.

- 12.2.1. La contrainte admissible à la traction de l'acier constitutif est définie par la fiche d'identification.
- 12.2.2. L'emploi des treillis soudés formés de fils tréfilés comme armatures de compression n'est pas admis, sauf justifications expérimentales probantes. \*
- 12.2.3. Le coefficient d'élasticité des aciers constitutifs des treillis soudés est évalué dans les conditions prescrites par l'article 10.5 pour les aciers en barres.

Article 13. — *Autres armatures.*

Les caractères de toute nature, les contraintes admissibles et les coefficients de déformation des armatures autres que celles qui font l'objet des articles 10, 11 et 12 sont définis par leurs fiches d'identification.

CHAPITRE III

Principes de justification et règles générales.

Article 14. — *Énumération des justifications et vérifications nécessaires.*

Trois ordres principaux de justifications ou vérifications sont exigibles pour un ouvrage en béton armé :

Le premier a trait à l'équilibre statique de l'ensemble de l'ouvrage et éventuellement de chacun des ensembles partiels qu'il comporte ;

Le second à la résistance de toute ses parties : pièces constituant une individualité mécanique, liaisons des éléments dont sont formées ces pièces, assemblages desdites pièces entre elles ;

Le troisième enfin à la stabilité de forme des éléments élancés ou minces.

Des vérifications ou justifications complémentaires peuvent être, en outre, nécessaires quant à la fissuration du béton et quant aux déformations.

Article 15. — *Équilibre statique.*

Il est justifié de l'équilibre statique toutes les fois que les causes extérieures agissant sur un ouvrage paraissent susceptibles de provoquer un déplacement anormal de l'ouvrage ou d'une de ses parties par translation ou rotation.

On considère les sollicitations totales pondérées des deux genres les plus défavorables et l'on vérifie que sous ces sollicitations l'équilibre statique demeure, au moins strictement, assuré.

Article 16. — *Résistance.*

16.2.

On admet que sous les sollicitations de service un ouvrage en béton armé puisse se transformer en un système de blocs de béton, dit système fissuré, dont l'équilibre soit assuré par leurs réactions mutuelles et par celles des aciers qui les relient et dont ils demeurent solidaires.

Il importe de remarquer que les fissures que prennent en compte les procédés classiques de calcul sont, plus ou moins idéalisées, celles qui tendraient à se produire dans l'ouvrage supposé non armé. Il faut, évidemment, que les armatures de chaque pièce résistent aux efforts de rupture du béton seul de cette pièce, sous lesquels les fissures en cause se produiraient. C'est l'objet des conditions de non-fragilité (voir art. 19 ci-après).

Il importe aussi de remarquer que les réactions des aciers sur les blocs du système fissuré développent dans le béton des sollicitations complexes. Ces sollicitations sont d'autant plus grandes que les contraintes d'adhérence sont plus élevées. Il convient donc, pour des raisons évidentes de sécurité, que la résistance du béton soit en rapport avec le type de l'acier employé. C'est l'objet des prescriptions de l'article 16.

16.3.

\* Les fissures du béton, qui pourraient amener les séparations en cause, n'apparaissent qu'à un degré très limité, ou point du tout, quand les liaisons prévues sont correctes. C'est ce qui conduit à distinguer les justifications correspondantes de celles du paragraphe 16.2 bien qu'elles s'appuient sur les mêmes principes. A titre d'exemple des phénomènes visés, on peut citer la tendance à la séparation du hourdis de compression d'une poutre fléchie à section en T d'avec sa nervure à son enracinement sur cette dernière.

\*\* Essentiellement sous l'effet de l'effort tranchant dans les poutres et les dalles.

Article 16. — *Résistance.*

16.1. On calcule tout d'abord les efforts développés par les diverses natures de sollicitations afin de pouvoir en déduire pour chaque élément à justifier les sollicitations totales pondérées à considérer.

16.2. Dans la justification des pièces constituant une individualité mécanique, on admet que le béton puisse être fissuré suivant les plans sur lesquels les efforts appliqués sont susceptibles de développer des contraintes principales de traction; on montre que ces efforts peuvent être équilibrés par des efforts internes de compression agissant sur les éléments du béton laissés intacts par la fissuration et par des efforts internes de traction et de compression sur les armatures suivant leurs axes; on montre enfin que les contraintes ainsi développées par les efforts internes sont inférieures aux contraintes admissibles des matériaux.

Dans le cas des pièces où il est admis que le calcul des efforts appliqués relève de la résistance des matériaux, on étudie les effets des moments fléchissants et des efforts normaux, d'une part, et ceux des efforts tranchants et moments de torsion, d'autre part. L'analyse des effets des premiers relève du calcul des contraintes normales. Celles des seconds relève dans les cas habituels du calcul des contraintes tangentielles et des règles de couture.

16.3. Les justifications des liaisons entre les éléments constitutifs des pièces concernent :

16.3.1. Les liaisons entre les parties de béton armé d'une même pièce, dont les justifications présentées en vertu du paragraphe 16.2 précédent ont montré qu'elles étaient solidaires et que les efforts appliqués tendent à séparer. Les justifications correspondantes relèvent des règles de couture. \*

16.3.2. L'entraînement des armatures en dehors des zones de jonction ou d'ancrage des aciers individuels dont elles sont constituées. \*\*

Les justifications correspondantes relèvent des prescriptions relatives à l'adhérence et peuvent éventuellement relever des règles de couture.

16.3.3. Les scellements, ancrages et jonctions des barres d'armature. Les justifications correspondantes relèvent des prescriptions relatives à l'adhérence, des règles de couture et éventuellement de règles spéciales.

16.4. Dans les justifications des assemblages des pièces entre elles, on se conforme aux prescriptions de l'article 48.

Article 17. — *Stabilité de forme.*Article 18. — *Résistance minimale du béton.*

La sécurité des pièces en béton armé dépend en premier lieu de la tenue de la liaison entre l'acier et le béton qui est due à l'adhérence. Or la mise en jeu de l'adhérence conduit à des concentrations d'efforts, en particulier aux scellements des barres à haute adhérence et aux ancrages par courbure de toutes les barres, que l'on n'est pas entièrement maître de limiter par le choix des dispositions constructives en fonction de la résistance du béton. Cette résistance doit donc être suffisante pour équilibrer les efforts ainsi concentrés.

Le coefficient  $\psi_a$  est défini par les textes en vigueur et sa signification est rappelée aux commentaires de l'article 29.

Article 19. — *Conditions de non-fragilité.*

19.1.

\* Une pièce prismatique aux extrémités fixes, et par conséquent non dilatable, peut être soumise du fait de son retrait à un effort de traction important. Si elle se fissure sous l'action de cet effort, ce dernier peut être considérablement réduit si la pièce est peu armée.

\*\* Lorsque les conditions de non-fragilité ne sont pas satisfaites dans une pièce, cette dernière ne peut être considérée comme appartenant au domaine du béton armé. Les armatures qu'elle comporte peuvent cependant jouer un rôle utile: le cas se présente pour les murs de bâtiments qui reçoivent des chaînages et pour les massifs dont des reprises sont cousues, par exemple.

19.2.

L'attention est attirée sur ce que la valeur de  $\sigma_1$ , indiquée pour les pièces sollicitées en flexion, est généralement supérieure à la contrainte de rupture par traction simple du béton. A titre d'exemple de procédés de calcul approchés applicables à une section simplement fléchie à plan moyen, on peut admettre que le moment de rupture du béton est celui qui développe la contrainte  $\sigma_1$  sur la fibre tendue extrême de la section dans l'hypothèse d'une distribution plane des contraintes; que le bras de levier du couple

Article 17. — *Stabilité de forme.*

Les justifications relatives à la stabilité de forme doivent tenir un compte aussi exact que possible des lois physiques de la déformation du béton sous les influences combinées du temps, de l'hygrométrie et des contraintes, ainsi que celles du complexe béton armé.

Néanmoins, les justifications relatives au flambement des pièces comprimées élancées de section constante peuvent être conduites suivant les procédés de calcul approchés indiqués à l'article 33.

Article 18. — *Résistance minimale du béton.*

Dans toute pièce constituant une individualité mécanique, la résistance nominale du béton doit être telle que sa contrainte admissible en compression simple, exprimée en bars, satisfasse à l'inégalité suivante :

$$\sigma_{bo} > 20 (1 + 1,25 \psi_a)$$

$\psi_a$  désignant ici le plus haut coefficient de scellement parmi ceux des aciers en barres ou fils tréfilés à haute adhérence employés dans la pièce.

La résistance nominale du béton d'une pièce constituant une individualité mécanique, armée même partiellement de treillis soudés ou de tôle découpée et étirée, doit être telle que la contrainte admissible en compression simple de ce béton soit au moins égale à 50 bar.

Article 19. — *Conditions de non-fragilité.*

19.1. Dans les pièces prismatiques et les plaques ou volles susceptibles d'être fissurés normalement à leurs fibres moyennes ou feuilletés moyens par traction, flexion simple ou flexion composée, les armatures de traction parallèles aux fibres moyennes des premières ou parallèles aux feuilletés moyens des seconds et traversant leurs sections fissurées doivent être suffisantes pour que soit satisfaite l'une des conditions suivantes :

Lorsque la fissuration d'une pièce est susceptible d'annuler \* pratiquement l'effort qui lui serait appliqué, l'effort de rupture de cette pièce supposée fissurée doit être supérieur à l'effort de rupture de son béton, c'est-à-dire à l'effort de rupture de la même pièce supposée non fissurée et non armée (en cas de flexion composée, il s'agit d'efforts de même excentricité).

Dans le cas contraire, l'effort nécessaire au dépassement de la limite d'élasticité nominale des armatures de traction de la pièce doit être supérieur à l'effort de rupture de son béton. \*\*

19.2. Dans les justifications relatives à ces conditions, on peut utiliser des procédés de calcul approchés et admettre que la résistance à la traction du béton est donnée par l'expression :

$$\sigma_t = 4 \bar{\sigma}_b$$

pour les pièces sollicitées en flexion, et par

$$\sigma_t = 3 \bar{\sigma}_b$$

pour les pièces sollicitées en traction simple.

*différent  
ref. 6d*

Intérieur de la section fissurée est égal à la hauteur utile (distance du centre de gravité des aciers à la face comprimée) quand on recherche le moment de rupture et aux 9/10 de cette hauteur quand on recherche le moment correspondant à la limite d'élasticité des aciers.

Article 20. — *Calcul des efforts.*

20.1. Règle générale.

20.2. Simplifications admises.

20.2.1.

\* La substitution peut être faite par exemple dans le calcul d'un arc sur appuis invariables ou dans celui d'une poutre continue sur appuis également invariables. Il serait incorrect de l'effectuer dans le calcul d'un arc à tirant dont le tirant serait mince et fortement ferraillé : dans un tel système, la déformabilité de l'arc réel est relativement peu influencée par la présence de ses armatures (dans les cas normaux où leur « pourcentage » est faible) tandis que la déformabilité du tirant peut être très voisine de celle de ses aciers supposés nus.

Dans le cas très fréquent d'une poutre en T formée d'une nervure associée à un hourdis la substitution peut être faite en attribuant une largeur constante au hourdis associé à la nervure, pourvu que cette largeur ne dépasse pas la largeur admissible pour le calcul des contraintes normales, fixée par l'article 23.

L'attention est attirée sur les simplifications visées à l'article 39.2 qui consistent à traiter indépendamment dans un hourdis son rôle de plaque, et son rôle de table de compression de poutre en T.

20.2.2.

\* De telles circonstances se rencontrent dans le calcul des dalles chargées normalement à leur plan. L'usage est alors d'adopter la valeur de 0,15 pour le coefficient de Poisson quand les moments principaux sont de même signe ; il convient d'adopter la valeur zéro lorsque ces moments sont de signes contraires.

20.2.3.

Les prescriptions de ces articles sont conformes aux usages sanctionnés par l'expérience et s'expliquent principalement par les considérations suivantes :

A son encastrement dans une pièce plus massive qu'elle-même, une pièce fléchie, poutre ou plaque, éprouve une rotation par rapport à la première qui est due à la déformation des scellements de ses armatures de traction dans cette première pièce. L'effet de cette rotation est d'autant plus accentué que le rapport du diamètre des dites armatures de traction à la hauteur de la pièce encastrée est plus élevé et ainsi, pratiquement, que cette dernière pièce est de moindres dimensions.

20.2.4.

Il est loisible d'avoir recours, dans leurs domaines d'application spécifiés, aux méthodes de calcul simplifiées qui figurent en annexe au présent règlement.

## Article 20. — Calcul des efforts.

## 20.1. Règle générale.

D'une façon générale, les efforts dans les systèmes hyperstatiques sont calculés dans l'hypothèse de l'élasticité et, quand leurs formes le permettent, par les procédés de la résistance des matériaux. On peut cependant apporter au calcul les simplifications indiquées au paragraphe 20.2 suivant.

## 20.2. Simplifications admises.

20.2.1. Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendent pas de la valeur du coefficient d'élasticité, c'est-à-dire quand ce dernier s'élimine dans les équations qui servent à leur détermination, il est loisible de substituer \* dans ces équations aux constantes mécaniques, aires et moments d'inertie par exemple qui peuvent sembler caractériser le mieux la déformabilité réelle des pièces du système étudié, celles qui s'attachent aux seules sections du béton de ces pièces, supposées non fissurées, abstraction faite de leurs armatures; mais sous la réserve essentielle que les rapports des déformabilités des différentes pièces ne soient pas fondamentalement changés par cette substitution.

20.2.2. Lorsque, le coefficient d'élasticité s'éliminant, les efforts dépendent du coefficient de Poisson, on peut attribuer à ce dernier une valeur choisie pour tenir compte des conditions d'équilibre interne du système étudié. \*

20.2.3. Pour les éléments dont les conditions d'encastrement, complet ou partiel, sur leurs appuis peuvent s'écarter notablement en fait des conditions idéales qui correspondent à l'hypothèse de l'élasticité, on peut évaluer les moments d'encastrement à des fractions choisies a priori des moments maximaux qui seraient supportés par la pièce si elle était articulée sur ses appuis. Ce faisant, on se conforme aux prescriptions des articles 39 et 57 pour les plaques et 54 et 55 pour les poutres.

## CHAPITRE IV

Contraintes normales  
sur les sections droites des pièces prismatiques.

## Article 21. — Hypothèses de calcul.

Ces hypothèses ne sont pas séparables de la notion de contraintes admissibles et les valeurs de ces dernières ont été fixées compte tenu de ce que les calculs sont faits suivant ces hypothèses.

Ces hypothèses peuvent encore être admises lorsque les sections considérées varient lentement le long des pièces. Elles s'appliquent également aux sections normales aux armatures des plaques et des coques armées orthogonalement.

Ces hypothèses conduisent aux formules habituelles de la résistance des matériaux, si l'on évalue comme il suit les aires, moments statiques et moments d'inertie pris en compte; dans la section, chaque élément d'aire d'acier est considéré comme équivalent à  $n$  fois sa surface tout en gardant le même emplacement; chaque élément d'aire de béton conserve sa valeur géométrique dans la zone comprimée de la section et est considéré comme ayant une aire nulle dans la zone tendue. La section ainsi transformée pour le calcul prend le nom de « section rendue homogène » ou « section homogène », si elle est entièrement comprimée, et de « section homogène réduite » ou « section réduite », si elle est au moins partiellement tendue.

## Article 22. — Conditions de sécurité.

## 22.1. Sections mises en charge après complet achèvement.

\* i) Aucune exception aux règles générales de l'article 10 n'étant formulée dans le texte, il est rappelé que l'on a :

$$\rho_a = 2/3 \text{ et } 1$$

$$\text{et } \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{an} \text{ et } \bar{\sigma}'_a = \sigma'_{an}$$

respectivement sous les sollicitations du premier et du second genre.

ii) L'attention est attirée d'une façon toute particulière sur ce qu'il n'est pas nécessaire de calculer effectivement les contraintes sous les sollicitations pour justifier qu'elles demeurent inférieures aux contraintes admissibles.



### CHAPITRE IV

#### Contraintes normales sur les sections droites des pièces prismatiques.

##### Article 21. — Hypothèses de calcul.

Les contraintes normales sur les sections droites des pièces prismatiques sont calculées dans les hypothèses formulées ci-après :

- i) Les contraintes normales développées sur une section équilibrent l'effort normal et le moment fléchissant agissant sur cette section.
- ii) Cette section demeure plane sous l'action desdits efforts.
- iii) Le béton et l'acier sont considérés comme des corps linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- iv) Par convention, le rapport du coefficient d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou « coefficient d'équivalence »,  $n$  a pour valeur 15.
- v) Il ne se développe pas de contraintes normales de traction sur le béton en raison de sa fissuration.
- vi) Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

##### Article 22. — Conditions de sécurité.

###### 22.1. Sections mises en charge après complet achèvement.

On justifie que, sous les sollicitations totales pondérées les plus défavorables du premier et du second genre évaluées comme il est dit à l'article 7, les contraintes de compression du béton et les contraintes de traction et de compression de l'acier calculées suivant les hypothèses de l'article 21 demeurent inférieures aux contraintes admissibles définies par les articles 9 et 10. \*

\*\* Dans le calcul, les aires des aciers ne sont pas déduites des aires du béton.

Dans le calcul d'une section fléchie, mené par application des prescriptions du premier alinéa du présent paragraphe 22.1, l'augmentation de l'aire de l'armature tendue conduit à la diminution de la contrainte maximale de compression du béton. Par conséquent, pour une section simplement fléchie le moment fléchissant admissible augmente, toutes choses égales par ailleurs, avec l'aire de l'armature tendue. Or les essais montrent que pour une section de béton donnée le moment de rupture ne peut croître avec l'aire de l'armature tendue au dessus d'une borne, ou plafond, qui ne dépend que de la forme de la section et de la qualité du béton. C'est la raison pour laquelle les considérations de sécurité ont conduit à formuler la prescription du second alinéa du présent paragraphe 22.1.

###### 22.2. Sections partiellement mises en charge avant achèvement.

\* Le cas se présente, par exemple, pour une poutre en T dont on utilise l'âme comme poutre à section rectangulaire pour supporter le hourdis pendant sa coulée.

\*\* Dans l'exemple qui vient d'être visé, la contrainte du béton dans l'âme au contact de la table de compression doit être au plus égale à la contrainte admissible qui correspond à une section rectangulaire, majorée de 20 p. 100 (croquis).

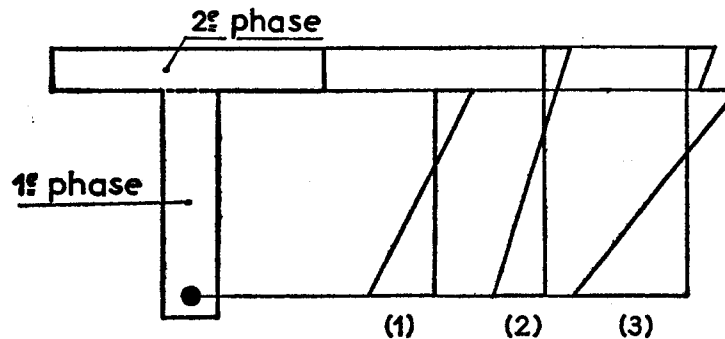


Figure 2.

- (1) Diagramme des contraintes de première phase sur la section partielle.
- (2) Diagramme des contraintes développées sur la section totale par la sollicitation supplémentaire la plus défavorable.
- (3) Diagramme des contraintes de service, obtenu par superposition des diagrammes (1) et (2), et admis dans le calcul de justification.

En outre, dans les sections fléchies, le moment des forces élastiques agissant sur le béton seul de la section homogène réduite sous la sollicitation totale pondérée du premier genre la plus défavorable, par rapport au centre de gravité des aires des armatures tendues, ne doit pas dépasser la valeur :

$$S_M \bar{\sigma}_{bc} \left( 1,10 - \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{1.000} \right)$$

$S_M$ , représentant le moment statique de la section du béton seul situé du côté comprimé par rapport à la parallèle à l'axe neutre menée par le centre de gravité susvisé et  $\bar{\sigma}_{bc}$ , la contrainte admissible du béton en compression simple exprimée en bars. \*\*

## 22.2. Sections partiellement mises en charge avant achèvement.

Lorsqu'une pièce prismatique (dont la section sera dite ci-dessous partielle) destinée à devenir partie intégrante d'une pièce de section plus importante (dont la section sera dite ci-dessous totale) a été mise en charge dans une première phase par suite des circonstances visées à l'article 6 et que des efforts de compression développés en première phase sur le béton de sa section (partielle) sont susceptibles de se reporter ultérieurement en partie sur le béton ajouté pour former la section totale, on peut, à défaut de calculs plus exacts, recourir aux justifications suivantes : \*

On calcule dans les hypothèses de l'article 21 et pour les sollicitations de l'article 7 les contraintes développées sur la section partielle sous la sollicitation (en général unique) de première phase, puis les contraintes développées sur la section totale par les sollicitations supplémentaires qui agissent sur elle. Les contraintes de service sur la section partielle de la pièce sont supposées résulter de la superposition des deux systèmes de contraintes. Elles doivent être au plus égales aux contraintes admissibles que l'on détermine comme il suit ; en ce qui concerne les aciers, on applique l'article 10 ; en ce qui concerne le béton, on choisit la valeur la plus élevée qui résulte de l'application de l'article 9 soit à la section partielle, soit à la section totale et l'on majore cette valeur de 20 p. 100. \*\*

Dans le cas d'une construction en plusieurs phases le béton qui a été mis en place en premier peut être mis en charge avant vingt-huit jours d'âge. Si cette circonstance survient il y a lieu de vérifier que dans les diverses phases de la construction le béton n'est pas trop sollicité eu égard à la résistance qu'il a atteinte et que ses déformations ne risquent pas d'être excessives. A défaut d'essais d'information, on peut admettre qu'à une température comprise entre 15° et 20° et pour un béton de ciment Portland de la classe 325, les rapports de la résistance atteinte à un âge donné à la résistance à vingt-huit jours prennent les valeurs suivantes :

A sept jours : 0,69.

A quatorze jours : 0,88.

A vingt et un jours : 0,95.

## Article 23. — Règles de détail.

### 23.1. Sections nettes.

### 23.2. Armatures comprimées.

Les hourdis ne comportent généralement pas d'armatures non parallèles à leur plan moyen. Il n'y a pas lieu dans ces conditions de tenir compte des armatures existant dans les zones où ils seraient comprimés, que ces hourdis soient considérés dans leur flexion propre ou comme tables de compression de poutres.

### 23.3. Largeurs des tables de compression des poutres fléchies en T.

\* Lorsqu'il s'agit de nervures parallèles équidistantes et également chargées, la largeur en cause est ainsi limitée à la moitié de la distance entre nervures.

La prescription ne fait pas obstacle à ce qu'on considère un hourdis comme lié dans son ensemble à plusieurs nervures, ainsi qu'on le fait dans le calcul des ponts à poutres sous chaussée.

\*\* Pour une poutre hyperstatique il est admis comme équivalent de limiter la largeur en cause au dixième de la portée (entre nus des appuis si la portée est ainsi évaluée).

On doit, en outre, vérifier que l'application de la sollicitation totale (sollicitations partielles et sollicitations supplémentaires) à la section totale, supposée complètement achevée, satisfait aux prescriptions du paragraphe 22.1 ci-dessus (sections mises en charge après complet achèvement).

Article 23. — Règles de détail.

23.1. Sections nettes.

On déduit tous les vides des sections prises en compte pour le calcul des contraintes, que ces vides soient réservés au bétonnage ou créés par refouillement, et qu'ils soient ou non remplis après coup de béton.

23.2. Armatures comprimées.

Les armatures comprimées ne sont prises en compte dans le calcul des sections des pièces prismatiques que si elles sont ligaturées tous les quinze diamètres au plus dans les conditions précisées à l'article 32.4.

23.3. Largeurs des tables de compression des poutres fléchies en té.

La largeur des hourdis qu'il y a lieu d'admettre d'un côté d'une nervure de poutre fléchie en té à partir du parement de cette nervure, comme faisant partie de la table de compression de cette poutre, est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

23.3.1. On ne doit pas attribuer la même zone de hourdis à deux poutres différentes. \*

23.3.2. La largeur en cause ne doit pas dépasser le sixième de la distance entre points de moment nul d'une travée pour la justification des sections situées dans la zone centrale de cette travée. \*\*

23.3.3. La largeur en cause ne doit pas dépasser les deux tiers de la distance de la section considérée au point de moment nul le plus voisin.

23.3.4. La largeur en cause est enfin limitée par la considération de la sollicitation de cisaillement du hourdis à sa jonction avec la nervure suivant les prescriptions de l'article 25.2.

CHAPITRE V

Actions tangentés ou de cisaillement.

Article 24. — Principes d'équilibre.

24.1. Nécessité d'armatures de couture.

\* c'est-à-dire si dans le béton supposé non fissuré l'état de contrainte en chaque point du plan est un état de cisaillement simple et si la contrainte sur chaque élément de ce plan est une contrainte tangente (ou de cisaillement),

\*\* La fissuration sous l'effet de l'action tangente, tend, en l'absence de coutures, à amener la dislocation de la pièce par écartement des éléments situés de part et d'autre d'une (ou des) fissure(s). Les coutures s'opposent à cette dislocation en attachant mutuellement ces éléments. D'où le nom de coutures d'attache qui est donné à ces coutures quand il y a lieu de les distinguer des coutures d'enrobage (des armatures) et de fendage, qui sont visées plus loin.

\*\*\* Par exemple, dans une poutre en T symétrique simplement fléchie dans son plan moyen, le plan neutre est soumis à une sollicitation de cisaillement simple tandis que, pour une section du hourdis parallèle au plan moyen, se superposent à une telle sollicitation une sollicitation de compression longitudinale et une sollicitation de traction transversale du hourdis.

L'attention est attirée sur ce qu'une poutre dépourvue d'armatures d'âme ne saurait appartenir au domaine du béton armé.

24.2. La règle des coutures.

Le plan de l'action en un point du plan intéressé est le plan normal à ce dernier qui contient le vecteur représentatif de la contrainte tangente (ou de cisaillement) qui s'exercerait sur le plan intéressé s'il n'y avait pas fissuration du béton (croquis).

CHAPITRE V

Actions tangentés ou de cisaillement.

Article 24. — Principes d'équilibre.

24.1. Nécessité d'armatures de couture.

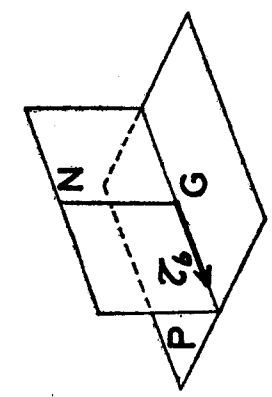
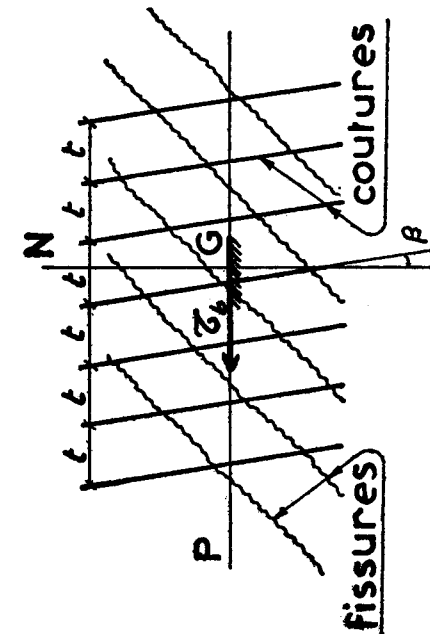
Si sur un plan (ou une partie d'un plan) idéalement mené à l'intérieur d'une pièce s'exerce une action tangente simple, \*

on n'admet pas, sauf exceptions justifiées, que la sécurité de la pièce puisse être assurée par la seule résistance à la traction du béton. On prévoit à travers ce plan des armatures dites de couture, qui sont ancrées dans les parties de la pièce dont la fissuration sous l'effet du cisaillement n'est pas à redouter, et qui sont disposées de manière à pouvoir, associées aux éléments de béton demeurés intacts après fissuration sous l'effet de l'action tangente, équilibrer l'effort correspondant. \*\*

Ces prescriptions s'appliquent également aux plans et éléments de plan qui sont visés aux articles suivants et sur lesquels ne s'exerce pas seulement une action tangente simple. \*\*\*

24.2. La règle des coutures.

Au voisinage d'une portion de plan soumise à une action tangente simple, on admet que se forment des fissures planes normales au plan de l'action, et inclinées à 45° sur le plan intéressé, dans le sens où l'effort tangent tend à redresser les éléments de béton découpés par elles. Les aciers de couture doivent être parallèles au plan de l'action et faire avec le plan intéressé un angle supérieur ou égal à 45° ; s'ils ne sont pas normaux à ce dernier plan, ils sont inclinés en sens inverse des fissures à 45°. On suppose que les bielles de béton découpées par ces fissures peuvent équilibrer des efforts de compression simple (donc à 45° sur le plan intéressé) et que ces bielles, associées aux aciers de couture tendus, forment un treillis multiple qui équilibre l'effort tangent.



P: plan intéressé  
G: normale à P en G

Figure 3.

Les hypothèses formulées conduisent à évaluer la contrainte des aciers de couture par la formule :

$$(1) \quad \sigma_{at} = \frac{\tau_b}{\bar{\omega}_t (\sin \beta + \cos \beta) \cos \beta}$$

où :

- $\sigma_{at}$  représente la contrainte des aciers de couture ;
- $\tau_b$  la contrainte tangente qui s'exercerait sur le plan intéressé s'il n'y avait pas fissuration du béton ;
- $\bar{\omega}_t$  le « pourcentage » des aciers de couture ou rapport de leur volume au volume du béton dans la région considérée du plan intéressé ;
- $\beta$  l'angle des aciers de couture avec la normale au plan intéressé.

Lorsque les aciers de couture sont normaux au plan intéressé, la formule (1) prend la forme :

$$(2) \quad \sigma_{at} = \frac{\tau_b}{\bar{\omega}_t}$$

On peut mettre les relations (1) et (2) sous une forme parfois plus commode en introduisant l'expression du pourcentage :

$$(3) \quad \bar{\omega} = \frac{A_t}{b_o t \cos \beta}$$

et la notion d'effort tangent par unité de longueur :

$$(4) \quad s = b_o \tau_b$$

relations où :

- $A_t$  représente la somme des aires des sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'aciers de couture ;
- $t$  l'espacement de deux cours consécutifs ;
- $b_o$  l'épaisseur du béton au point G normalement au plan de l'action.

Il vient alors :

$$(5) \quad \sigma_{at} = \frac{st}{A_t (\sin \beta + \cos \beta)}$$

et

$$(6) \quad \text{si } \beta = 0 \quad t = \frac{A_t \sigma_{at}}{s}$$

$$(7) \quad \text{si } \beta = \frac{\pi}{8} \quad t = 1,307 \frac{A_t \sigma_{at}}{s}$$

$$(8) \quad \text{si } \beta = \frac{\pi}{4} \quad t = \sqrt{2} \frac{A_t \sigma_{at}}{s}$$

### 24.3.

Les justifications de couture ne sont pas en principe exigées pour les sollicitations du second genre. Il appartient aux ingénieurs de reconnaître les circonstances où ces justifications peuvent néanmoins s'imposer. L'attention est attirée à cet égard sur les sollicitations dues aux séismes.

24.3. Il est justifié que, sous les sollicitations du premier genre les plus défavorables, ni la contrainte tangente du plan intéressé, ni la contrainte de traction des aciers de couture ne dépassent les contraintes admissibles fixées pour chaque cas dans les articles suivants.

Article 25. — Poutres soumises à la flexion simple.

25.1. Ame.

\* C'est-à-dire qu'aucune poutre ne doit être démunie d'armatures transversales d'âme et que ces armatures doivent être effectivement attachées à la membrure comprimée et à la membrure tendue.

\*\* Elle est ainsi donnée dans une nervure rectangulaire par la formule classique :

$$(9) \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 z}$$

où :

T représente l'effort tranchant ;

b<sub>0</sub> la largeur de la nervure ;

z le bras de levier du couple élastique.

La rédaction des prescriptions suppose que dans la section la largeur de l'âme est constante. S'il n'en était pas ainsi, il faudrait considérer la largeur minimale.

Pour le calcul de toutes les contraintes qui dépendent de l'effort tranchant dans les poutres soumises à la flexion simple, le bras de levier z du couple élastique peut être pris égal aux sept huitièmes (7/8) de la hauteur utile quand les sections transversales de ces pièces sont rectangulaires ou en forme de T ou de double T.

\*\*\* La contrainte de traction de référence  $\bar{\sigma}_0$  est définie à l'article 9.5.

\*\*\*\* h désigne la hauteur utile de la poutre ou distance du centre de gravité de son armature de traction à sa face comprimée.

La valeur de  $\tau_b$  entrant dans le calcul de  $\rho_a$  et de  $\bar{t}$  est la valeur maximale susceptible d'être développée à l'abscisse où le calcul est effectué.

La formule (6) se transforme ici en la formule classique :

$$(10) \quad \sigma_{at} = \frac{T t}{z A_t}$$

où A<sub>t</sub> désigne la somme des aires des sections transversales des aciers constituant un cours d'armatures transversales d'âme.

Il y a lieu d'interpréter la condition d'espacement comme exigeant des armatures transversales d'âme écartées au plus de la hauteur utile de la poutre, même si l'effort tranchant est nul.

Article 25. — Poutres soumises à la flexion simple.

25.1. Ame.

Les prescriptions de l'article 24 sont appliquées en particulier au plan neutre d'une poutre soumise à la flexion simple. \*

25.1.1. La contrainte tangente du plan neutre,  $\tau_b$ , est calculée en considérant la section droite réduite de la poutre. \*\*

25.1.2. Lorsque les armatures transversales d'âme sont droites, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne de la poutre :

i) La contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  est bornée au droit de chaque section droite en fonction de la contrainte maximale de compression du béton  $\sigma_b$ , concomitante, sur cette même section droite, par les inégalités suivantes :

au cas où

$\tau_b \leq 3,5 \sigma_b$

et au cas où

$\tau_b \leq (4,5 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}}) \sigma_b$  \*\*\*

ii) La contrainte de traction admissible des armatures transversales d'âme est égale à :

$\sigma_{at} = \rho_a \sigma_{sa}$

avec

$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \sigma_b}$

si cette valeur de  $\rho_a$  est supérieure à 2/3 et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage, et avec  $\rho_a = 2/3$  dans les cas contraires.

En outre, l'espacement  $t$  des cours successifs des armatures transversales d'âme est au plus égal à l'espacement  $\bar{t}$  qui est donné en fonction de  $\tau_b$  par la formule suivante :

$\bar{t} = h (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b})$  \*\*\*

avec borne inférieure de 0,2 h.

25.1.3.

\* La comparaison d'une poutre d'essai et d'une poutre d'ouvrage ne devra se faire qu'avec circonspection, la résistance à l'effort tranchant pouvant dépendre de dispositions de détail relatives au ferrailage et aux conditions d'appui. Il est recommandé pour les poutres à sections rectangulaires ou en T de borner supérieurement  $\tau_b$  à la valeur  $5 \sigma_b$  même dans les cas les plus favorables.

\*\* L'attention est attirée sur ce que l'article 37.3 limite, sauf justifications spéciales, à 22°30' l'angle avec la section droite des armatures d'âme simplement bouclées autour des armatures de traction. Le recours aux barres relevées n'est pas conseillé. Si néanmoins il y est fait appel, elles sont obligatoirement associées à des armatures d'âme droites. La fraction de l'effort tranchant équilibrée par les barres relevées considérées isolément n'excède pas 50 p. 100. L'écartement de leurs cours successifs mesuré parallèlement à la fibre moyenne de la poutre est au plus égal à l'espacement admissible  $\bar{t}$ , donné par la formule :

$\bar{t}_r = \frac{h}{3} (5 - \frac{\tau_b}{\sigma_b})$

L'écartement des cours successifs des armatures droites associées n'est supérieur ni à  $\bar{t}$ , ni à  $h$ .

Le fait de disposer un cours unique de barres relevées traversant la section d'appui d'une poutre ne peut autoriser le dépassement des valeurs de la contrainte tangente du plan neutre  $\tau_b$  fixées au paragraphe 25.1 ci-dessus.

25.2. Jonction d'un hourdis de compression et d'une âme.

\* L'existence éventuelle des efforts de flexion propre du hourdis ne fait pas obstacle à l'application de l'article 24, pas plus qu'elle ne fait obstacle à la prise en compte de ce hourdis comme table de compression de la poutre.

\*\* Ces largeurs de hourdis doivent être prises en compte dans toute l'étendue de la zone où se développent des efforts de compression dans le hourdis du fait de la flexion de la poutre, c'est-à-dire entre points de moment nul. Il n'est d'ailleurs pas nécessaire de prendre en compte (et donc d'attacher par coutures) les largeurs maximales de hourdis utilisables en vertu de l'article 23, mais seulement les largeurs minimales compatibles avec le non-dépassement des contraintes normales admissibles, tant du béton que de l'acier dans la section de moment maximal.

\*\*\* C'est presque toujours le cas.

Les armatures propres du hourdis, de l'une et l'autre de ses faces, peuvent être considérées comme armatures de couture indépendamment du rôle qu'elles jouent dans la résistance à la flexion du hourdis lui-même. Le plus souvent, ce dernier rôle est déterminant. Il suffit alors de vérifier que l'effort qui pourrait être développé par unité de longueur par ces armatures si elles étaient tendues sous la contrainte  $\sigma_{sa} = 2 \sigma_{sa}/3$  (dans le cas où elles sont

25.1.3. L'emploi d'armatures transversales d'âme inclinées sur la fibre moyenne de la poutre permet en principe, sous réserve que les dispositions prévues soient correctes, d'admettre des valeurs de  $\tau_s$  plus élevées que ci-dessus.

Il convient d'apprécier, d'après les résultats obtenus aux essais de dispositions analogues à celles qu'il est envisagé d'adopter, les valeurs maximales admissibles de la contrainte. \*

L'angle aigu des armatures transversales d'âme inclinées avec la fibre moyenne de la poutre doit être au moins égal à  $45^\circ$  et la contrainte admissible de ces armatures d'âme est prise égale

à  $\frac{2}{3} \sigma_{en}$ , ainsi que celles des armatures d'âme droites qui leur sont éventuellement associées. \*\*

## 25.2. Jonction d'un hourdis de compression et d'une âme.

Dans une poutre en té, on applique les prescriptions de l'article 24 aux sections droites du hourdis comprimé parallèles à la fibre moyenne de la poutre et en particulier à celles suivant lesquelles ce hourdis se joint à l'âme. \*

25.2.1. Les contraintes tangentes des sections visées sont calculées en considérant la section droite réduite de la poutre, compte tenu des largeurs de hourdis nécessaires pour équilibrer le moment fléchissant maximal. \*\*

25.2.2. Lorsque les armatures du hourdis sont normales à la fibre moyenne de la poutre : \*\*\*

- i) La contrainte tangente moyenne des sections visées ne doit pas dépasser quatre fois la contrainte de référence  $\bar{\sigma}_s$ .
- ii) La contrainte de traction des armatures du hourdis ancrées totalement de part et d'autre de la section considérée ne doit pas dépasser les deux tiers de leur limite d'élasticité nominale sous l'effet de la seule action tangente simple sur cette section.

ancrées totalement de part et d'autre de la section visée, et, sous la contrainte admissible en raison de leur longueur d'ancrage, si elles ne sont que partiellement ancrées) est au moins égal à l'effort tangent par unité de longueur.

On peut admettre dans les calculs relatifs au présent paragraphe 25.2 que l'effort tangent par unité de longueur relatif à toute largeur  $b_1$  de hourdis est égal à

$$\frac{T}{z} \frac{b_1}{b}$$

$b$  étant la largeur totale de hourdis prise en compte ( $y$  compris la largeur de nervure). On peut également évaluer le bras de levier du couple élastique par la formule approchée

$$z = \frac{7}{8} h$$

## 25.3.

\* On rencontre des armatures de traction non embrassées par les armatures transversales d'âmes dans les poutres à talon (où les premières occupent une largeur supérieure à celle de l'âme), dans les poutres où les armatures transversales d'âme font un angle inférieur à  $3\pi/8$  avec les armatures de traction, dans le cas où les armatures transversales d'âme sont composées de barres flottantes, etc.

\*\* L'effort tangent par unité de longueur sur un groupe d'armatures de section  $A_s$  est égal à :

$$\frac{T}{z} \frac{A_s}{A}$$

$A$  étant la section de l'ensemble des aciers de la membrure.

La détermination des aciers de couture d'une section isolant l'ensemble de la membrure équivaut à celle des armatures transversales de l'âme. Lorsque ces dernières embrassent toutes les armatures de traction, et sont correctement disposées par ailleurs, la couture de toute section isolant une partie de la membrure est *ipso facto* assurée.

## Article 26. — Poutres soumises à la flexion composée.

### 26.1. Compression excentrée.

La compression longitudinale améliore la résistance des poutres à l'effort tranchant.

### 26.2. Traction excentrée.

Les dispositions constructives (division de l'acier longitudinal en barres nombreuses et de petits diamètres bien réparties, multiplication des liaisons transversales) prennent en ce cas une importance prépondérante. Le recours au béton précontraint est toujours la solution la plus satisfaisante au point de vue de la sécurité.



25.3. Couture des armatures de traction non embrassées par les armatures transversales d'âme. \* (caches de talon)

On considère que les diverses sections longitudinales que l'on peut imaginer dans la membrure tendue d'une poutre pour isoler de cette dernière soit l'ensemble, soit un groupe de ses armatures, sont soumises à des actions tangentes simples et l'on applique les prescriptions de l'article 24 à la détermination des aciers de couture de ces sections.

La contrainte admissible de ces aciers de couture est la même que celle des armatures transversales d'âme. \*\*

Article 26. — Poutres soumises à la flexion composée.

26.1. Compression excentrée.

Dans le cas d'une poutre sollicitée par une compression excentrée, on peut juger dans quelle mesure atténuer les prescriptions de l'article 25 relatives à la flexion simple pour se rapprocher des règles constructives des pièces simplement comprimées.

26.2. Traction excentrée.

On doit éviter de soumettre à des sollicitations par effort tranchant tant soit peu élevées les pièces soumises à la traction excentrée.

Article 27. — Plaques et coques.

\* Les plaques sont également appelées dalles, hourdis ou voiles (plans) et les coques, voiles ou voiles minces (courbes).

\*\* Une plaque, par exemple, se distingue d'une poutre large en ce que l'ouverture d'une fissure d'effort tranchant, que tendrait à produire une sollicitation de flexion dans un sens, peut y être entravée par la mise en jeu de la résistance de la plaque à la flexion dans le sens perpendiculaire.

\*\*\* Le moment de flexion admissible sur une section fléchie est le moment maximal qui puisse agir sur cette section sans qu'il y ait dépassement des contraintes admissibles des matériaux.

Deux moments de flexion agissant sur deux sections normales rectangulaires sont de même signe si les courbures qu'ils tendent à imposer à la plaque ou à la coque sont elles-mêmes de même signe.

CHAPITRE VI

Adhérence.

Article 28. — Contraintes d'adhérence.

28.1. Contraintes d'adhérence.

28.2. Périmètres utiles.

28.2.2.

\* On a pour un paquet de deux barres égales :

$$d < \pi \varnothing / 2$$

d étant la distance entre axes des barres et  $\varnothing$  leur diamètre nominal.

Article 27. — *Plaques et coques.* \*

27.1. Par dérogation aux dispositions de l'article 24, les plaques et les coques peuvent ne pas comporter d'armatures non parallèles à leur feuillet moyen sous réserve que soient remplies les conditions suivantes :

27.1.1. Que leur fonction mécanique soit bien celle d'une plaque ou d'une coque. \*\*

27.1.2. Que les conditions de non-fragilité de l'article 19 soient remplies.

27.1.3. Que les moments de flexion admissibles de même signe en chaque point sur deux sections normales rectangulaires soient au moins dans le rapport de 1 à 3 si les charges appliquées comprennent des forces concentrées, et dans le rapport de 1 à 4 dans le cas contraire. \*\*\*

27.1.4. Qu'elles soient bétonnées sans reprises dans leur épaisseur.

27.2. La contrainte tangente du plan neutre d'une plaque ou d'une coque, calculée en considérant la section réduite normale à cette contrainte, ne doit pas dépasser  $1,15 \sigma_s$  sous une sollicitation totale pondérée du premier genre.

Toutefois, cette prescription ne s'applique pas aux effets des forces localisées au sens de l'article 39.5 auxquels sont applicables les prescriptions de ce dernier article.

CHAPITRE VI

Adhérence.

Article 28. — *Contraintes d'adhérence.*

28.1. Contraintes d'adhérence.

La sollicitation des liaisons entre l'acier et le béton pour une armature est mesurée par la contrainte d'adhérence relative à cette armature. Cette contrainte est définie comme le quotient de la variation par unité de longueur de l'effort axial équilibré par l'armature par le périmètre utile de l'armature.

28.2. Périmètres utiles.

28.2.1. Barre isolée :

Le périmètre utile d'une barre isolée est égal à son périmètre nominal.

28.2.2. Paquet de deux barres :

Deux barres parallèles forment un paquet lorsque le périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet est inférieur à la somme des périmètres nominaux des deux barres. \*

\*\* L'ancrage du paquet n'est pas admis par les prescriptions de l'article 30.

28.2.3.

Le périmètre utile d'un paquet de trois barres de diamètre nominal  $\emptyset$  est ainsi égal à :

$$\left( \frac{\pi}{2} + 3 \right) \emptyset$$

Le périmètre utile d'une barre d'un paquet de trois barres est ainsi égal à :

$$\frac{2 \pi \emptyset}{3}$$

28.3. Limitation de sécurité.

Article 29. — *Entraînement des armatures.*

29.1. Aciers en barres.

29.1.2.

Jusqu'à la parution des fiches d'identification il y a lieu d'adopter la valeur :

$$\psi_a = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_a$$

$\eta_a$  étant la valeur du coefficient de scellement fixée par les fiches d'agrément délivrées aux producteurs par application de l'article 1.100 des règles BA 60.

29.1.3.

L'enrobage d'une barre est égal à la plus courte distance de l'axe de cette barre au parement du béton le plus voisin diminuée de la moitié du diamètre nominal de cette barre.

L'attention est attirée sur ce que les prescriptions de l'article 43 relatives à l'enrobage doivent être également satisfaites.

Vis-à-vis des sollicitations d'entraînement, le périmètre utile du paquet est égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet.

Les sollicitations d'entraînement des armatures sont celles qui font varier l'effort axial qu'elles équilibrent (effort calculé suivant les prescriptions de l'article 21) en dehors des zones (en général, d'extrémité) où elles sont ancrées.

Vis-à-vis des sollicitations d'ancrage, le périmètre utile d'une des barres du paquet est son périmètre nominal. \*\*

28.2.3. Paquet de trois barres :

Trois barres parallèles forment un paquet lorsqu'elles sont au contact deux à deux.

Vis-à-vis des sollicitations d'entraînement, le périmètre utile du paquet est égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet diminué du périmètre du vide intérieur.

Vis-à-vis des sollicitations d'ancrage, le périmètre utile d'une des barres du paquet est égal à son périmètre nominal diminué de deux fois l'arc du périmètre intérieur du paquet qui appartient à cette barre.

28.3. Limitations de sécurité.

Les contraintes d'adhérence des armatures, calculées sous les sollicitations du premier genre, ne doivent pas dépasser les contraintes admissibles fixées aux articles suivants.

Article 29. — *Entraînement des armatures.*

29.1. Aciers en barres.

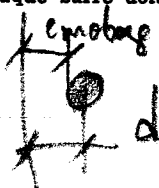
29.1.1. Les contraintes d'adhérence admissibles vis-à-vis de l'entraînement,  $\tau_a$  des armatures constituées d'aciers en barres, isolées ou en paquets, sont fixées, sauf le cas visé à l'article 39.56, à :

- Dans les poutres :  $2 \psi_a \bar{\sigma}_b$  ;
- Dans les plaques et les coques :  $2,5 \psi_a \bar{\sigma}_b$ .

dans les conditions et sous les réserves formulées aux paragraphes 29.1.2 à 29.1.9 suivants.

29.1.2. Le coefficient de scellement  $\psi_a$ , qui caractérise les barres au point de vue de leur adhérence, est pris égal à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et à la valeur fixée à sa fiche d'identification pour chaque type de barre à haute adhérence.

29.1.3. L'enrobage de chaque barre doit être au moins égal à son diamètre nominal.



29.1.4.

Il y a toujours intérêt à employer des barres de diamètre aussi réduit que possible.

29.1.5.

Le calcul des distances libres est effectué sur les sections nominales (comme si les barres à haute adhérence étaient des ronds lisses) et non sur les sections d'encombrement, les valeurs fixées en tenant compte.

Il y a toujours intérêt à adopter des distances supérieures aux minimums indiqués, particulièrement dans les cas où les barres ne sont pas aisément accessibles lors du bétonnage.

29.1.6.

La présence de paquets de deux barres dans un groupe de barres disposées en plusieurs nappes ne change pas les règles d'espacement horizontal formulées en 29.1.5.

29.2. Treillis soudés.

29.2.1.

Les dérogations à cette prescription qui pourraient être justifiées par des données expérimentales probantes peuvent éventuellement être indiquées sur les fiches d'identification des treillis soudés.

29.2.2.

Il ne peut être admis, sauf justification par données expérimentales probantes qui pourraient éventuellement figurer aux fiches d'identification, d'additionner la résistance à l'entraînement procurée par l'adhérence propre du fil à celle qui pourrait être due aux ancrages par soudures sur les fils transversaux.

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

29.1.5. Pour des barres isolées parallèles, dans la direction horizontale et entre deux barres voisines :

La distance entre axes doit être au moins égale à deux diamètres nominaux ;

Si le granulat constitutif du béton est roulé, la distance libre doit être au moins égale aux 6/5 de la grosseur de ce granulat si les barres sont disposées en une nappe, et aux 7/5 de cette grosseur si elles sont disposées en deux nappes ou plus. S'il est fait usage de granulat concassé, les rapports précédents sont portés respectivement à 7/5 et à 8/5.

29.1.6. Le plan des axes des barres d'un paquet de deux barres de diamètre supérieur à 10 mm doit être toujours vertical.

Dans une même file verticale de plus de deux barres parallèles, les intervalles libres entre barres sont de deux en deux au moins égaux au diamètre nominal des barres les plus grosses et à la grosseur du granulat utilisé, que les groupes de deux barres éventuellement plus rapprochées forment paquets ou non.

29.1.7. Les distances dans la direction horizontale entre paquets de trois barres parallèles sont telles que les prescriptions du paragraphe 29.1.5 soient satisfaites pour deux barres voisines appartenant à deux paquets différents.

Dans le sens vertical les distances entre périmètres circonscrits de deux paquets de trois barres sont au moins égales au diamètre nominal des barres des paquets et aux 6/5 ou aux 7/5 de la grosseur du granulat utilisé selon qu'il est roulé ou concassé.

29.1.8. Quand les barres sont disposées en paquets de deux ou de trois, le béton doit être mis en place par vibration.

29.1.9. L'emploi de groupes de trois barres non au contact deux à deux n'est pas admis.

Les paquets de plus de trois barres ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement.

## 29.2. Treillis soudés.

29.2.1. L'effort d'entraînement d'un fil brut de tréfilage de forme cylindrique constitutif de treillis soudé ne doit pas dépasser par unité de longueur le tiers de l'effort de traction admissible sur ce fil divisé par l'espacement des fils qui lui sont perpendiculaires, sauf justifications appuyées sur des données expérimentales probantes.

29.2.2. La contrainte d'adhérence admissible vis-à-vis de l'entraînement d'un fil tréfilé à haute adhérence constitutif de treillis soudé est fixée, comme pour les aciers en barres, par application du paragraphe 29.1 en fonction de la valeur de son coefficient de scellement  $\psi_s$  portée à sa fiche d'identification.

## Article 30. — Ancrage des armatures formées d'aciers en barres.

La zone d'ancrage à chacune des extrémités d'une barre est le segment sur la longueur duquel l'effort d'adhérence équilibre, dans les conditions de sécurité requises, l'effort axial appliqué à la barre du côté où elle s'étend. L'ancrage est dit total si cet effort axial est égal à l'effort maximal admissible en raison de la résistance de l'acier, partiel dans le cas contraire. Exceptionnellement, par exemple dans le cas d'une barre en attente, une zone d'ancrage peut n'être pas située à l'extrémité de la barre.

### 30.1. Principes de justification.

#### 30.1.1.

Une barre du paquet peut être ancrée individuellement dans l'éten due du paquet. Mais sa zone d'ancrage ne doit pas chevaucher celle d'une autre barre du paquet.

#### 30.1.2.

La réaction de courbure par unité de longueur en un point est égale au quotient de l'effort axial dans la barre par le rayon de courbure de cette dernière au point considéré.

#### 30.1.3.

\* L'action tangente simple, définie à l'article 24 dans le cas où elle s'exerce sur un plan, peut s'exercer sur une surface cylindrique.

\*\* Les aciers visés ici jouent le rôle de coutures d'attache. Les exceptions justifiées visent les hourdis, les plaques et les coques dont l'épaisseur ne permet pas d'y disposer des armatures qui ne soient pas parallèles à leurs surfaces.

Article 30. — *Ancrage des armatures formées d'aciers en barres.*

Les prescriptions suivantes s'appliquent aux zones d'ancrage des armatures formées d'aciers en barres.

30.1. Principes de justification.

30.1.1. Une barre est toujours ancrée individuellement. L'ancrage de l'ensemble d'un paquet n'est pas admis.

30.1.2. Dans une zone d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante.

Cette contrainte n'agit que sur le périmètre utile de la barre.

Eventuellement, dans les parties courbes de la zone d'ancrage, s'exerce en sus sur la barre un effort axial de frottement égal à la réaction de courbure de la barre multipliée par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton.

30.1.3. La sollicitation du béton par adhérence à la surface d'une barre et à son voisinage est considérée comme une action tangente simple, susceptible de fissurer le béton. \*

Les éléments de béton laissés intacts par la fissuration, inclinés à 45° sur l'axe de la barre, sont supposés ne pouvoir équilibrer que des efforts de compression simple. Les composantes normales à la barre de ces efforts doivent être équilibrées aux deux extrémités desdits éléments, au besoin par des aciers spéciaux dits de couture, sauf exceptions justifiées. \*\*

30.1.4. Les dispositions, constructives et autres, des paragraphes 30.2.1 ou 30.2.2 ci-dessous devront être satisfaites.

30.1.5. Les ancrages sont vérifiés sous les sollicitations du premier genre. Les contraintes d'adhérence ne doivent pas dépasser en chaque cas la contrainte d'adhérence admissible, ni la contrainte des aciers de couture la contrainte de traction admissible.

30.2. Contraintes d'adhérence admissibles.

\* Les zones d'ancrage visées sont dites normales par opposition aux zones d'ancrage, dites en pleine masse, visées plus bas en 30.2.2.

\*\* Il résulte de cette prescription et de la prescription du paragraphe 30.1.1 du présent article que les paquets de plus de trois barres ne doivent être composés que de barres d'une seule longueur et ne peuvent être ancrés que par épanouissement de leurs barres.

30.2.2.

\* C'est dire que cet état d'étreinte doit développer sur tout point de la surface de la barre une contrainte normale au moins égale à la contrainte d'adhérence agissant sur cette barre.

30.3.

\* La valeur 0,4 correspond sensiblement au coefficient de frottement physique.

### 30.2. Contraintes d'adhérence admissibles.

#### 30.2.1. Zones d'ancrage normales : \*

La contrainte d'adhérence admissible  $\bar{\tau}_a$  dans sa zone d'ancrage normale d'une barre d'acier constitutive d'une armature est fixée à :

$$\bar{\tau}_a = 1,25 \psi_a \bar{\sigma}_b$$

$\psi_a$  étant le coefficient de scellement défini à l'article 29, sous réserve des prescriptions suivantes :

i) Doivent être respectées les prescriptions de l'article 29.1 relatives à l'enrobage (29.1.3) aux diamètres des armatures des plaques et coques (29.1.4), aux distances entre barres isolées dans le sens horizontal (29.1.5), aux dispositions des paquets de deux barres et aux distances mutuelles des barres d'une même file verticale (29.1.6), aux distances mutuelles des paquets de trois barres (29.1.7), à la vibration du béton quand les barres sont disposées en paquets (29.1.8), à l'interdiction des groupes de trois barres non au contact deux à deux (29.1.9).

ii) Les paquets de plus de trois barres ne doivent comporter aucun ancrage de barre individuelle sur toute leur longueur. \*\*

#### 30.2.2. Zones d'ancrage en pleine masse :

Une zone d'ancrage est dite en pleine masse lorsque les efforts appliqués dans les conditions les plus défavorables, joints aux réactions des armatures pouvant intéresser cette zone (armatures de couture d'attache et autres) et supposées tendues à leurs contraintes admissibles, développent dans le béton entourant l'ancrage un état d'étreinte par compression susceptible d'équilibrer les réactions d'adhérence définies en 30.1.3. \*

La contrainte admissible  $\bar{\tau}_a$  dans sa zone d'ancrage en pleine masse d'une barre d'acier constitutive d'une armature est fixée à

$$\bar{\tau}_a = 2 \psi_a \bar{\sigma}_b$$

sous les réserves formulées au paragraphe 30.2.1.

### 30.3. Coefficient de frottement de l'acier sur le béton.

Le coefficient de frottement de l'acier sur le béton est pris égal à 0,4. \*

Pour simplifier s'il y a lieu le calcul, on peut considérer, ce qui est pratiquement équivalent, que l'angle de frottement entre les deux matériaux est égal à  $\pi/8$ .

### 30.4. Armatures de couture.

#### 30.4.1.

\* Ce faisant, elles agissent comme coutures d'enrobage. Elles doivent donc entourer les armatures à ancrer du côté où leur enrobage est réduit et être ancrées elles-mêmes à distance des premières du côté de la masse du béton.

\*\* Les armatures transversales d'âme des poutres peuvent, dans leurs dispositions les plus habituelles, jouer le rôle de coutures d'attache des armatures de traction aux « arrêts » et aux « coupures » des barres constitutives de ces armatures. Il convient dans ce cas de vérifier si elles sont suffisantes en tant que telles et s'il y a lieu de les renforcer ou compléter à cet égard.

\*\*\* Cette prescription ne fait pas obstacle à l'emploi éventuel (bien qu'inhabituel) d'armatures de couture de nuance supérieure à celle des armatures à ancrer.

#### 30.4.2.

\* Les armatures de couture peuvent comprendre des armatures servant à d'autres fins.

\*\* Le nombre de barres du groupe est la somme du nombre de barres continues et du nombre de barres à ancrer dans la zone considérée.

Il est recommandé dans tous les cas de réduire la proportion des barres à ancrer dans une même zone autant qu'il est possible.

#### 30.4.3.

On peut admettre que l'effort de compression susceptible d'être développé par une armature de couture rectiligne est uniformément réparti sur les bases d'un cône de révolution dont le sommet coïncide avec le point où cette armature est ancrée totalement, dont l'axe est celui de cette armature et dont la pente des génératrices sur l'axe est égale à 1/2.

Le plus souvent, les conditions d'ancrage en pleine masse seront offertes par des régions spécialement renforcées par frettage.

### 30.4. Armatures de couture.

#### 30.4.1. Principes de tracé et de calcul :

Les coutures doivent être tracées et proportionnées pour équilibrer les efforts tendant à faire éclater le béton par fissuration parallèle aux barres qu'entraîne la mise en jeu de l'adhérence de ces dernières. \*

Elles doivent, en outre, comme il est prescrit en 30.1.3, agir comme coutures d'attache (art. 24) vis-à-vis de l'action tangente qui s'exerce sur le béton au voisinage d'un ancrage.

Les armatures qui auraient été prévues de d'autres fins peuvent jouer le rôle de coutures d'attache si leur tracé est correct à cet égard. \*\*

La limite d'élasticité à prendre en compte pour le calcul des armatures de couture d'attache est au plus égale à celle des armatures à ancrer. \*\*\*

#### 30.4.2. Zones d'ancrages normales :

- i) Les armatures de couture (d'attache et d'enrobage) peuvent être bouclées au contact des armatures à ancrer. \*
- ii) La contrainte de traction admissible des aciers de couture d'attache  $\bar{\sigma}_{at}$ , est fixée comme il suit par rapport à leur limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  en fonction de la proportion des barres à ancrer par rapport au nombre de barres \*\* parallèles que comprend le groupe dont ces dernières font partie, et selon que les barres à ancrer sont lisses ou à haute adhérence :

PROPORTION DES BARRES à ancrer.	$\bar{\sigma}_{at}/\sigma_{en}$	
	Barres lisses.	Barres à haute adhérence.
$\leq 1/3$	1	9/10
$> 1/3$ et $\leq 1/2$	8/10	7/10
$> 1/2$	2/3	2/3

#### 30.4.3. Zones d'ancrage en pleine masse :

Les armatures de couture d'attache doivent être elles-mêmes ancrées (par boucles ou autrement) à une distance suffisante des barres à ancrer pour que les efforts de compression qu'elles exerceraient sur le béton si elles entraient en traction puissent être considérés comme effectivement répartis à l'emplacement des barres à ancrer.

La contrainte de traction admissible de ces aciers de couture est fixée aux deux tiers de leur limite d'élasticité nominale.

### 30.5. Ancrages de barres rectilignes.

#### 30.5.1.

Se reporter au premier commentaire du présent article 30. L'expression de la longueur de scellement droit est :

$$l_a = \frac{\varnothing \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_a}$$

en traction, et :

$$l_a = \frac{\varnothing \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\tau}_a}$$

en compression, pour une barre dont le diamètre nominal est  $\varnothing$ .

#### 30.5.2.

En ce cas, la densité de répartition des aciers de couture demeure la même que dans le premier cas, mais ces aciers sont disposés sur toute l'étendue du recouvrement.

En principe, les recouvrements doivent être disposés en sorte que la résultante des efforts escomptés dans les armatures soit portée par le même axe au droit des recouvrements et en dehors de ceux-ci.

Quand cette condition ne peut être réalisée, on doit étudier les conséquences des excentricités dues à la non-coïncidence des axes des barres se recouvrant et s'assurer que la résistance est obtenue malgré l'existence de ces excentricités.

### 30.6. Ancrages par courbure.

#### 30.6.1.

\* Le rayon de courbure se mesure sur l'axe de la barre.

\*\* Les rayons de courbure de deux et de trois diamètres correspondent respectivement à des ployures sur des mandrins de trois et de cinq diamètres.

\*\*\* Il s'agit des rayons minimaux fixés par les fiches d'identification visés à l'article 10.3.4.

L'attention est attirée sur ce que ces prescriptions de rayon minimal de courbure s'appliquent à toutes les barres à haute adhérence, quel que soit leur rôle et en particulier aux cadres, étriers et épingles employés comme armatures d'âme de poutres fléchies, aciers de couture, armatures transversales des barres comprimées, etc.

30.5. Ancrages de barres rectilignes.

30.5.1. Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit d'une barre est la longueur minimale de la zone rectiligne sur laquelle son ancrage peut être total lorsqu'elle est isolée.

30.5.2. Recouvrement :

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement lorsque leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur de scellement droit dans le cas où leur distance entre axes est au plus égale à cinq fois leur diamètre nominal. Si cette distance est supérieure à cette valeur, la longueur minimale de chevauchement doit être augmentée pour être au moins égale à la somme de la longueur de scellement droit et de la distance entre axes et les aciers de couture d'attache du recouvrement doivent être augmentés au total dans la même proportion.

30.5.3. Scellement partiel :

La contrainte admissible d'une barre en un point d'une zone d'ancrage rectiligne est supposée proportionnelle à la distance de ce point à l'extrémité de la barre.

30.6. Ancrages par courbure.

*Quand la formule permet de choisir XX' --*

30.6.1. Rayons de courbures minimaux : \*

On ne doit jamais avoir recours à des courbures d'un rayon inférieur au triple du diamètre de la barre ployée, sauf pour les cadres, les étriers et les épingles transversaux des poutres fléchies et des poteaux.

Le rayon de courbure de trois diamètres peut être effectivement admis pour les ronds lisses des nuances Fe E 22 et Fe E 24.

Pour ces mêmes ronds et pour le façonnage des cadres, étriers et épingles susvisés on peut admettre de réduire le rayon de courbure à deux diamètres. \*\*

Pour les barres à haute adhérence, les rayons de courbure admis sont au moins égaux aux rayons minimaux stipulés en fonction du diamètre et du rôle de la partie courbée par le type de barre en cause. \*\*\*

30.6.2.

\* La situation la plus dangereuse est celle d'une barre dont le tracé est parallèle à une paroi. On augmente beaucoup la sécurité en inclinant la zone courbe vers la masse du béton (quand cela est possible, circonstance qui se présente fréquemment aux ancrages).

30.6.3.

\* Le crochet normal comporte une partie en demi-cercle du rayon indiqué ci-après et un retour rectiligne, parallèle à la barre, d'une longueur égale à deux fois le diamètre de cette dernière.

Pour les barres lisses de nuance douce, le rayon de la partie courbe du crochet normal est égal à trois fois le diamètre de la barre. Le crochet normal est alors également nommé crochet CONSIDERE.

Pour les barres de haute nuance à haute adhérence, le rayon de la partie courbe du crochet normal doit être au moins égal à cinq fois le diamètre de la barre, et aussi à la valeur minimale fixée à la fiche d'identification du type de barre en cause par application du paragraphe 30.6.1 ci-dessus, et doit enfin satisfaire à la condition de non-écrasement du béton du paragraphe 30.6.2 également ci-dessus.

\*\* Le croquis ci-dessous illustre ces dispositions :

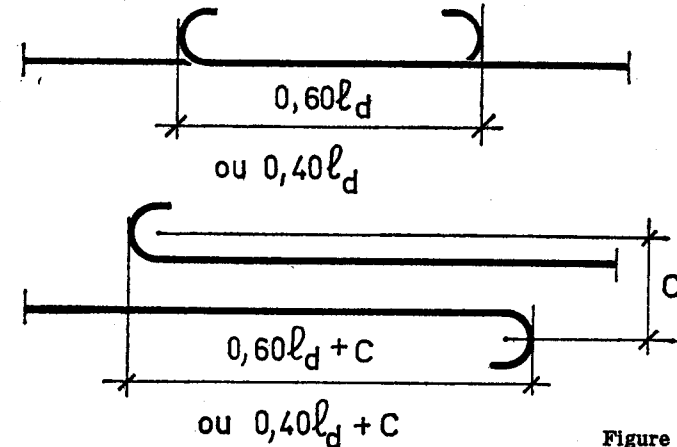


Figure 4.



30.6.2. Condition de non-écrasement du béton.

En toute partie courbe d'une barre, qu'elle ait été prévue aux fins d'ancrage ou pour d'autres raisons (changement de direction d'une armature tendue par exemple), le rayon de courbure  $r$  doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,10 \varnothing \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \left( 1 + \frac{\varnothing}{d} \right) \nu$$

où

$\varnothing$  désigne le diamètre de la barre ;

$\sigma_s$  la contrainte de cette barre à l'origine de la courbe ;

$\bar{\sigma}_{bc}$  la contrainte admissible du béton en compression simple ;

$d$  la distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton ; \*

$\nu$  un coefficient numérique dont la valeur est :

— l'unité lorsque la barre courbée est isolée ou fait partie

d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit ;

— 5/3 ou 7/3 respectivement lorsque la barre courbée fait

partie d'un ensemble disposé en deux lits ou trois lits, sous

réserve que les distances libres entre lits successifs soient

au moins égales au diamètre des plus grosses barres.

30.6.3. Crochets normaux : \*

Les prescriptions du présent paragraphe 30.6.3 s'appliquent exclusivement dans les zones d'ancrage normales aux barres lisses des nuances Fe E 22 et Fe E 24 et aux barres de haute nuance à haute adhérence :

- i) A défaut de calcul plus exact, on peut admettre que l'effort de traction admissible du fait de l'ancrage à l'origine d'un crochet normal est égal à la moitié de l'effort admissible sur la barre en raison de sa résistance mécanique.
- ii) A défaut de calcul plus exact, on peut aussi admettre que la longueur d'ancrage total mesurée hors crochets d'une barre munie d'un crochet normal est égale, pour une barre lisse de nuance douce, et pour une barre de haute nuance à haute adhérence, respectivement aux soixante et aux quarante centièmes de leurs longueurs de scellement droit.
- iii) La jonction de deux barres parallèles identiques munies de crochets normaux est assurée par recouvrement avec crochets lorsqu'elles se chevauchent sur leur longueur d'ancrage total mesurée hors crochets, défini en ii ci-dessus, augmentée de l'écartement transversal des centres de courbure de leurs crochets s'il est supérieur à cinq fois leur diamètre. Les coutures présentent en ce cas une section au moins égale à la moitié de celle qui serait nécessaire pour un scellement droit. \*\*

30.6.4.

Les coutures visées jouent un rôle spécial différent du rôle de couture d'attache ou d'enrobage. A cet égard, on peut les nommer coutures de fendage.

30.7. Hourdis, plaques et coques.

30.6.4. Coutures :

On doit assurer la couture des plans des ancrages par courbure pour parer aux risques de fissuration du béton suivant ces plans ou de son éclatement.

30.6.5. Ancrages totaux des cadres, étriers et épingles :

On peut considérer que les ancrages totaux des extrémités des aciers façonnés en cadres, étriers et épingles sont assurés par courbure au rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées de parties rectilignes dont la longueur est au moins égale à :

- Cinq diamètres à la suite d'un arc de cercle de 130° ;
- Dix diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135° ;
- Quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 90°,

à condition que les plans de ces ancrages par courbure soient parallèles aux sections droites des pièces où sont disposés les aciers en cause.

Des dispositions différentes doivent être justifiées.

30.7. Hourdis, plaques et coques.

30.7.1. Les prescriptions du présent article 30 s'appliquent aux ancrages effectués dans les hourdis, plaques et coques sous réserves des dispositions suivantes :

i) Au paragraphe 30.1 est supprimée l'obligation des aciers de couture formulée en 30.1.3.

ii) Au paragraphe 30.2 subsistent les prescriptions formulées en 30.2.1 relatives aux contraintes admissibles. Les autres prescriptions du paragraphe 30.2.1 sont remplacées par les suivantes :

Doivent être respectées les prescriptions de l'article 29 relatives à l'enrobage (29.1.3), aux diamètres des armatures des plaques et coques (29.1.4) et aux distances entre barres isolées dans le sens horizontal (29.1.5).

Les paquets de barres ne sont pas admis sauf les paquets de deux barres qui pourraient être formés par les jonctions par recouvrement des armatures. Les axes des barres formant ces paquets peuvent être disposés dans un même plan parallèle au feuillet moyen de la pièce.

iii) Le paragraphe 30.2.2 relatif aux zones d'ancrage en pleine masse n'est pas applicable.

iv) Le paragraphe 30.3 relatif au coefficient de frottement de l'acier sur le béton est applicable.

v) Le paragraphe 30.4 relatif aux armatures de couture n'est pas applicable.

vi) Le paragraphe 30.5 relatif à l'ancrage des barres rectilignes demeure applicable, sauf la prescription formulée en 30.5.2 relative aux coutures et est complété par les dispositions suivantes :

Dans une section donnée normale aux armatures d'une nappe, la proportion des barres de cette nappe qui seraient intéressées par un recouvrement rectiligne ne doit pas dépasser le tiers si ladite nappe est la plus proche d'une paroi et la moitié si ladite nappe est séparée de la paroi par une nappe d'une direction différente.

Article 31. — Ancrage des treillis soudés.

31.1. Treillis soudés formés de fils bruts de tréfilage de forme cylindrique.

31.1.3.

Il peut être envisagé des scellements droits partiels, pour les fils porteurs à deux ou une soudure, pour les fils de répartition à une soudure, susceptibles d'équilibrer respectivement les deux tiers ou le tiers et la moitié de l'effort admissible sur le fil.

31.1.4.

On peut envisager des jonctions partielles par recouvrement de deux ou une soudure pour les fils porteurs et d'une soudure pour les fils de répartition, susceptibles d'équilibrer respectivement les deux tiers ou le tiers et la moitié de l'effort admissible sur les fils en jonction.

Si cette proportion était supérieure, les barres en recouvrement devraient comporter des crochets normaux dont les plans seraient normaux au feuillet moyen de la pièce.

- vii) Le paragraphe 30.6 relatif aux ancrages par courbure est applicable, sauf en ses prescriptions relatives aux aciers de couture.

Article 31. — *Ancrage des treillis soudés.*

31.1. Treillis soudés formés de  fils bruts de tréfilage  de forme cylindrique.

31.1.1. Fils porteurs et fils de répartition :

Sont considérés comme fils porteurs pour l'application du présent paragraphe 31.1 ceux qui présentent le plus grand diamètre ainsi que les fils qui leur sont perpendiculaires et dont le diamètre n'est pas inférieur de plus de deux millimètres au diamètre des premiers. Sont considérés comme fils de répartition ceux dont le diamètre est inférieur d'au moins deux millimètres au diamètre des fils qui leur sont perpendiculaires.

31.1.2. Ancrages :

L'ancrage d'un fil est supposé assuré, non par l'adhérence sur la surface de ce fil, mais par l'appui sur le béton des fils transversaux qui lui sont soudés. Chaque soudure de fil transversal peut être supposée équilibrer un effort au plus égal au tiers de l'effort admissible sur un fil porteur et à la moitié de l'effort admissible sur un fil de répartition.

31.1.3. Scellement droit :

Le scellement droit d'un fil ou ancrage total par un élément rectiligne doit comprendre au moins trois soudures d'aciers transversaux pour un fil porteur et deux soudures pour un fil de répartition.

31.1.4. Recouvrement :

La jonction par recouvrement de deux fils rectilignes doit comporter sur chaque fil trois soudures s'il s'agit de fils porteurs et deux soudures s'il s'agit de fils de répartition. Les soudures intéressées sur l'un et l'autre fil sont, dans chaque paire, écartées de cinq fois au moins le diamètre du fil dans le sens opposé à celui où l'effort tend à les rapprocher (croquis).

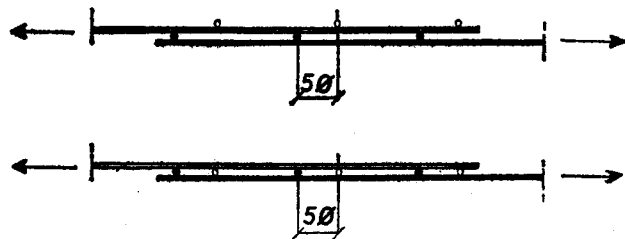


Fig. 5.

31.2. Treillis soudés formés de fils tréfilés à haute adhérence.

31.3. Dérogations éventuelles.

CHAPITRE VII

Poteaux et colonnes.

Article 32. — *Dispositions constructives des poteaux et colonnes.*

32.1. Prescriptions générales.

Ces prescriptions ne préjugent pas le mode de calcul applicable en chaque cas particulier.

Les poteaux qui ne sont soumis à aucun effort horizontal notable et pour lesquels l'excentricité de la charge appliquée est certainement petite, bien qu'éventuellement d'évaluation incertaine, par exemple les poteaux des bâtiments qui n'assurent pas le contreventement de ces derniers et sont justiciables des règles simplifiées de l'article 53.1, peuvent, selon les usages, être considérés comme soumis à la compression simple. L'attention est attirée sur la nécessité de prendre en compte l'excentricité de la charge lorsque les conditions qui viennent d'être énoncées ne sont pas strictement remplies.

32.2. Volumes relatifs minimaux des armatures.

Lorsque les fils de répartition ne sont pas pris en compte dans les calculs de résistance, ils doivent cependant, à leurs coupures, présenter des jonctions par recouvrement. Ces recouvrements peuvent néanmoins être réduits à une soudure sous réserve du respect de la condition d'écartement de cinq diamètres formulée ci-dessus.

31.2. Treillis soudés formés de fils tréfilés à haute adhérence.

Pour un treillis soudé formé de fils à haute adhérence il ne peut être tenu compte des efforts d'ancrage développés par les soudures des fils sur les fils perpendiculaires, même éventuellement pour les fils bruts de tréfilage de forme cylindrique qui pourraient constituer l'une des nappes du treillis.

Les dispositions de l'article 30 relatives à l'ancrage des aciers en barres sont applicables aux fils tréfilés à haute adhérence constitutifs de treillis soudés.

31.3. Dérégations éventuelles.

Les dérogations aux prescriptions du présent article 31 qui pourraient être justifiées par des données expérimentales probantes peuvent éventuellement être indiquées sur les fiches d'identification des treillis soudés.

CHAPITRE VII

Poteaux et colonnes.

Article 32. — Dispositions constructives des poteaux et colonnes.

32.1. Prescriptions générales.

Les prescriptions suivantes sont applicables à tous les poteaux ou colonnes que leur charge soit axiale ou excentrée.

32.2. Volumes relatifs minimaux des armatures.

Les volumes relatifs des armatures longitudinales et transversales ou « pourcentages » longitudinal,  $\bar{\omega}_l$ , et transversal,  $\bar{\omega}_t$ , doivent être au moins égaux :

$$\bar{\omega}'_l \text{ à } \frac{1,25}{1.000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

$$\text{et } \bar{\omega}_t \text{ à } \frac{1,5}{1.000} \theta_1 \theta_2 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

la valeur minimale requise de  $\bar{\omega}'_l$  étant néanmoins bornée à 6/1.000.

\* Dans le cas de poteaux supportant un ouvrage autre qu'un plancher, il y a lieu d'évaluer les valeurs de  $\theta$ , par comparaison.

\*\* La longueur de flambement est définie en commentaires de l'article 33.

Il est précisé que la plus petite dimension transversale de la pièce est le plus petit diamètre du contour de sa section droite (un diamètre d'un contour est la distance entre deux parallèles touchant de part et d'autre ce contour sans le couper).

L'enrobage d'une armature est défini aux commentaires de l'article 29.1.3.

\*\*\* L'attention est attirée sur ce que dans un poteau calculé dans l'hypothèse de la compression simple, la condition de sécurité  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$  n'entraîne pas nécessairement  $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

32.3. Armatures longitudinales.

32.3.1.

Les armatures longitudinales des pièces comprimées peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses ou de barres à haute adhérence.

32.3.3.

Les distances aux parements fixées à l'article 43 pour des raisons de protection doivent également être respectées.

32.3.4.

\* Il peut être nécessaire de recourir à des ancrages par courbure aux jonctions d'extrémité avec d'autres pièces.

Les symboles utilisés dans ces expressions ont les significations suivantes :

Le coefficient  $\theta_1$  \* tient compte des possibilités d'excentricité de la charge. Dans le cas de poteaux supportant une plaque nervurée ou non (plancher), il prend les valeurs ci-après :

- Poteau d'angle.....  $\theta_1 = 1,8$
- Poteau de rive.....  $\theta_1 = 1,4$
- Autres poteaux.....  $\theta_1 = 1$

Le coefficient numérique  $\theta_2$ , a pour expression :

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_0}{4a - 2c}$$

Le symbole  $l_0$  désigne la longueur de flambement, le symbole  $a$  la plus petite dimension transversale de la pièce et le symbole  $c$  l'enrobage de ses armatures longitudinales. \*\*

Le coefficient numérique  $\theta_3$ , a pour expression :

$$\theta_3 = 1 + \frac{2.160}{\sigma_{en}}$$

$\sigma_{en}$  désignant la limite d'élasticité nominale des aciers longitudinaux, exprimées en bars.

Le symbole  $\sigma_m$  désigne la contrainte moyenne de compression de la pièce, calculée sur la section du béton seul (sans tenir compte des armatures longitudinales, et  $\sigma_{bo}$  la contrainte admissible du béton en compression simple. \*\*\*



### 32.3. Armatures longitudinales.

32.3.1. La limite d'élasticité nominale  $\sigma_{en}$  des armatures longitudinales doit être en principe au moins égale à 3.300 bar.

Il peut néanmoins être fait usage d'aciers de limite d'élasticité nominale inférieure, à condition de frapper la contrainte de compression admissible de l'acier du coefficient de minoration :

$$\frac{\sigma_{en}}{3.340}$$

32.3.2. Les armatures longitudinales doivent être réparties dans la section au voisinage des parois de manière à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables.

En particulier dans un poteau à section rectangulaire allongée, la distance maximale de deux armatures voisines sur une grande face ne doit pas excéder la largeur d'une petite face.

32.3.3. La distance de l'axe d'une armature longitudinale à une paroi ne doit pas être inférieure à une fois et demi son diamètre.

32.3.4. Les ancrages et recouvrements des armatures longitudinales sont rectilignes dans le corps des poteaux. \*

Les longueurs minimales de recouvrement de ces armatures sont dans tous les cas égales aux six dixièmes de leurs longueurs de scellement droit. Si la pièce peut être tendue, ces longueurs doivent en outre être suffisantes pour assurer la jonction par

### 32.4. Armatures transversales.

32.4.1.

Lorsque les aciers longitudinaux sont disposés dans la section droite de la pièce aux sommets d'un polygone convexe, on peut remplacer les cours successifs d'armatures transversales par une spirale continue de pente constante sur l'axe. La projection d'une telle spirale doit ou bien être circulaire (la spirale est alors une hélice), ou bien former un polygone convexe aux côtés parallèles à ceux du polygone des aciers longitudinaux.

32.4.2.

La rédaction du présent paragraphe 32.4.2. se réfère à la gamme réglementaire des diamètres de barres. Ses prescriptions conduisent au tableau suivant où :

$\varnothing_1$  désigne le diamètre nominal des armatures longitudinales ;

$\varnothing_2$  celui des armatures transversales ;

$t$  l'espacement des cours successifs de ces dernières.

$\varnothing_1$ (mm).	$\varnothing_2$ MINIMAL (mm) POUR :	
	$1/\varnothing_1 \leq 10$	$10 < 1/\varnothing_1 \leq 15$
$\leq 16$	5	5
20	5	6
25	6	8
32	8	10
40	10	12

32.4.3.

Une armature transversale parallèle à une paroi plane ne peut être considérée comme maintenant une armature longitudinale dans les zones rectilignes de son tracé. Les armatures longitudinales doivent être disposées dans les boucles d'angle des cadres et dans celles des épingles et étriers.

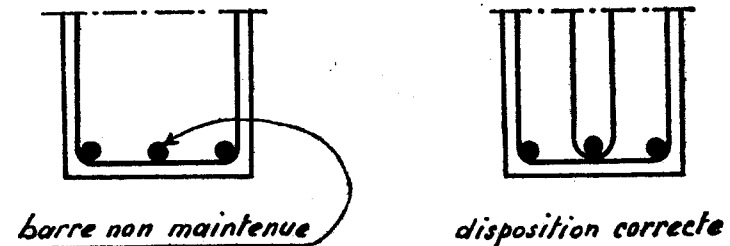


Figure 6.

adhérence des armatures compte tenu de leur contrainte de traction maximale. Si enfin la pièce peut être soumise à des chocs de direction axiale (cas des pieux préfabriqués et battus), les longueurs minimales de recouvrement sont égales aux longueurs de scellement droit.

32.3.5. Pour un poteau justifié dans l'hypothèse de la compression simple, par la condition de sécurité  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bo}$ , le pourcentage d'armatures longitudinales, qu'il est admis de prendre en compte dans le calcul de  $\sigma_b$ , est au plus égal à quatre pour cent (4 %).

32.4. Armatures transversales.

32.4.1. Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. La distance de deux cours consécutifs ne doit pas dépasser quinze fois le diamètre nominal le plus faible des barres employées en armatures longitudinales.

32.4.2. Le diamètre nominal des armatures transversales doit être au moins égal au diamètre immédiatement inférieur au tiers ou au quart, respectivement du diamètre des barres longitudinales qu'elles maintiennent, selon que la distance des cours d'armatures transversales est supérieure ou inférieure à dix fois le diamètre de la plus faible barre longitudinale.

Le diamètre nominal des armatures transversales doit de plus être dans tous les cas au moins égal à cinq millimètres.

32.4.3. Dans chaque cours, les armatures transversales doivent former ceinture continue sur le contour de la pièce en embrassant les armatures longitudinales et doivent assurer le maintien de chacune de ces dernières vis-à-vis d'un mouvement éventuel vers la ou les parois les plus voisines. Ce maintien ne peut être considéré comme effectif que si le mouvement visé d'une armature longitudinale met en traction directe un élément rectiligne totalement ancré d'armature transversale.

Exception est faite pour les armatures transversales circulaires, ou cercles, des colonnes de révolution que l'on considère comme assurant le maintien des armatures longitudinales embrassées par elles.

Article 33. — Flambement des poteaux et colonnes de section constante.

33.1. Pièces chargées axialement.

33.1.1.

Parmi les poteaux chargés axialement il convient de ranger ceux qui, satisfaisant aux conditions énoncées aux commentaires de l'article 32.1 sont, selon les usages, calculés dans l'hypothèse de la compression simple.

L'élançement,  $\lambda$ , d'une pièce comprimée de section constante est le rapport de sa longueur de flambement,  $l_e$ , au rayon de giration,  $i$ , de la section droite de son béton seul (aires des aciers non déduites) dans le plan de flambement. Sa longueur de flambement est celle de la pièce articulée aux deux extrémités qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler.

33.1.2.

L'excentricité de flambement  $f_e$  a un caractère conventionnel. Elle n'est pas égale à la flèche présentée par la pièce sous l'effort maximal de service.

Les efforts normaux visés résultent de la considération des sollicitations totales pondérées.

Il se peut que, dans une justification de flambement, on ait à considérer successivement l'une et l'autre direction possibles de l'excentricité de flambement de la charge.

Les justifications sont conduites comme il est prescrit au chapitre IV.

33.2. Pièces chargées de façon excentrée dans le plan de flambement.

33.2.2.

L'excentricité de calcul par rapport au centre de gravité du béton seul devient ainsi :

$e + f_e$

Article 33. — *Flambement des poteaux et colonnes de section constante.*

33.1. Pièces chargées axialement.

33.1.1. Les poteaux et colonnes chargés axialement et dont l'élanement est inférieur à cinquante sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu compte de l'effet de leurs déformations transversales sur les contraintes agissant sur leurs sections droites.

33.1.2. Les poteaux et colonnes chargés axialement et dont l'élanement est supérieur à cinquante et au plus égal à cent cinquante sont justifiés en flexion composée, l'effort normal étant égal à l'effort appliqué et affecté dans le plan de flambement par rapport au centre de gravité du béton seul d'une excentricité de flambement égale à :

$$f_0 = 8 \frac{i^2}{v} (1 + \xi) 10^{-3} (\lambda - 50)^{\frac{3}{2}}$$

expression où :

$\xi$  est le rapport du plus grand effort normal de service susceptible d'une longue durée d'application à l'effort normal maximal ;

$v$  est l'ordonnée maximale du contour de la section du côté le plus comprimé dans le calcul de flexion composée par rapport à l'axe central d'inertie de la section droite du béton seul de la pièce.

33.2. Pièces chargées de façon excentrée dans le plan de flambement.

33.2.1. L'élanement du poteau ou de la colonne est au plus égal à 35 :

La pièce est justifiée en flexion composée sans qu'il soit tenu compte de l'effet de ses déformations transversales sur les contraintes agissant sur ses sections droites.

33.2.2. L'élanement  $\lambda$  du poteau ou de la colonne est supérieur à 35 et au plus égal à 50 :

Lorsque l'effort normal est excentré dans le plan de flambement, la pièce est justifiée en flexion composée, l'effort normal étant égal à l'effort appliqué et affecté dans le plan de flambement d'une excentricité complémentaire :

$$f_{1c} = 0,16 (\lambda - 35) e \quad (35 \leq \lambda \leq 50)$$

expression dans laquelle  $e$  désigne l'excentricité de la charge par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

33.2.3.

La justification de la pièce est ainsi effectuée en flexion composée, l'effort normal étant affecté de l'excentricité  $f_0$  calculée par la formule du paragraphe 33.1.2 où l'on attribue à  $\lambda$  la valeur de  $\lambda'$ , le paramètre  $\xi$  conservant sa valeur réelle.

33.3. Recours au calcul aux états limites.

CHAPITRE VIII

Poutres simplement fléchies.

Article 34. — *Changements de section.*

La variation des dimensions transversales d'une poutre se produit lorsqu'elle est de hauteur ou d'épaisseur variable et le plus souvent quand elle présente des goussets augmentant sa hauteur ou son épaisseur sur appuis. La pente de ces goussets sur l'axe de la poutre ne peut dans le calcul, excéder un tiers.

33.2.3. L'élanement  $\lambda$  du poteau ou de la colonne est supérieur à 50 et au plus égal à 150 :

Lorsque l'effort normal agissant sur un poteau ou une colonne est excentré dans le plan de flambement, on considère l'élanement fictif  $\lambda'$  tel que :

$$\lambda'^2 = \lambda^2 + \frac{33.000}{1 + 0,8 \xi} \frac{e}{h_t}$$

expression dans laquelle :

$\lambda$  désigne l'élanement réel ;

$h_t$  le diamètre parallèle au plan de flambement du contour de la section ;

$e$  et  $\xi$  gardent mêmes significations que ci-dessus.

On conduit les justifications de la pièce comme celles d'une pièce chargée axialement et d'élanement  $\lambda'$  dans les conditions prescrites au paragraphe 33.1 du présent article.

Cette justification est conduite comme il est prescrit au chapitre IV.

### 33.3. Recours au calcul aux états limites.

Les justifications relatives au flambement peuvent éventuellement reposer sur l'évaluation des charges ultimes (ou de rupture). Les méthodes employées doivent avoir été confrontées de manière probante aux données expérimentales. La recherche d'une sécurité convenable peut dans ces conditions s'appuyer sur la considération d'états limites et prendre en compte plusieurs coefficients de sécurité partiels relatifs, les uns aux matériaux, les autres aux sollicitations et à l'approximation du calcul. En aucun cas le coefficient de sécurité global ou rapport entre la charge ultime (ou de rupture) et la charge de service pondérée du premier genre la plus défavorable soit de courte, soit de longue durée d'application, ne doit être inférieur à trois.

## CHAPITRE VIII

### Poutres simplement fléchies.

#### Article 34. — *Changements de section.*

Lorsque les dimensions transversales d'une poutre varient avec l'abscisse mesurée le long de la poutre, on conduit le calcul des contraintes normales à chaque abscisse en y prenant en compte les dimensions effectives sous réserve que les pentes des parois sur l'axe des abscisses ne dépasse pas 1/3. Dans le cas contraire, on prend en compte des sections fictives raccordées aux sections minimales par des parois fictives de pente 1/3.

T. P. 23 bis/68. — 7.

#### Article 35. — *Armatures longitudinales de traction.*

##### 35.1.

En particulier, il doit en être ainsi pour la détermination des lignes enveloppes des moments fléchissants et des réactions d'appui maximales, lorsque les efforts sont calculés dans l'hypothèse de l'élasticité par application des procédés de la résistance des matériaux.

Lorsque les efforts peuvent être calculés par les procédés approchés indiqués au chapitre XIV, il y a lieu de se référer aux prescriptions de ce même chapitre pour la détermination des « arrêts » des armatures longitudinales.

##### 35.2.1.

La notation  $z$  désigne le bras de levier du couple élastique. Cette prescription a pour objet de tenir compte des effets de la concomitance de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Sans conduire à augmenter les sections maximales, elle conduit à allonger les barres à arrêter. Il est aisé d'en tenir compte par décalage de  $z/2$  des courbes enveloppes, soit des moments fléchissants, soit des sections minimales d'armatures (figure à la fin de l'article).

##### 35.3.2.

La rédaction suppose la poutre visée horizontale et soumise à l'action de charges pesantes. Elle s'applique, *mutatis mutandis*, à tout autre cas.



Article 35. — *Armatures longitudinales de traction.*

35.1. Dans les justifications et vérifications de toutes les dispositions des armatures longitudinales de traction, on doit considérer les sollicitations totales pondérées des deux genres les plus défavorables.

35.2. Lorsque les armatures transversales d'âme d'une poutre sont droites, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne de cette poutre, on applique les prescriptions suivantes :

35.2.1. Dans toute section non visée par les prescriptions des paragraphes suivants, 35.2.2 à 35.3.2, la contrainte des armatures de traction est évaluée en prenant en compte le moment fléchissant agissant à la distance  $z/2$  de la section considérée dans la direction où il augmente en valeur absolue.

35.2.2. A un point de moment nul, les armatures de traction (qui, en vertu du paragraphe 35.2.1, doivent pouvoir équilibrer un effort admissible au moins égal à la moitié de l'effort tranchant) doivent être prolongées sur une longueur au moins égale à  $z$ , leur section pouvant d'ailleurs décroître linéairement jusqu'à zéro du point de moment nul jusqu'à leur point d'arrêt.

35.3. Quel que soit l'angle des armatures d'âme avec la fibre moyenne, on applique les prescriptions suivantes :

35.3.1. La section minimale des armatures tendues en travée, qui doivent être conduites jusqu'à un appui simple d'about (sur lequel, par conséquent, le moment fléchissant est nul) et qui doivent être ancrées totalement au-delà de l'appui, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible égal à l'effort tranchant.

35.3.2. Si le moment fléchissant agissant sur un appui, positif ou négatif, est inférieur en module à  $Tz$ , la section minimale des armatures de traction inférieures, qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au-delà, doit être susceptible d'équilibrer un effort admissible à  $T + M/z$ .

T désigne l'effort et est considéré comme positif.

M désigne le moment fléchissant et est considéré en valeur algébrique.

Article 36. — *Armatures longitudinales de compression.*

Article 37. — *Armatures transversales.*

37.1.

Dans une nervure rectangulaire associée à un hourdis, à armatures d'âme normales à l'axe de la pièce et ancrées par bouclage autour des armatures, on ne peut se contenter de disposer seulement des étriers sur chaque file d'armatures longitudinales. Il faut armer

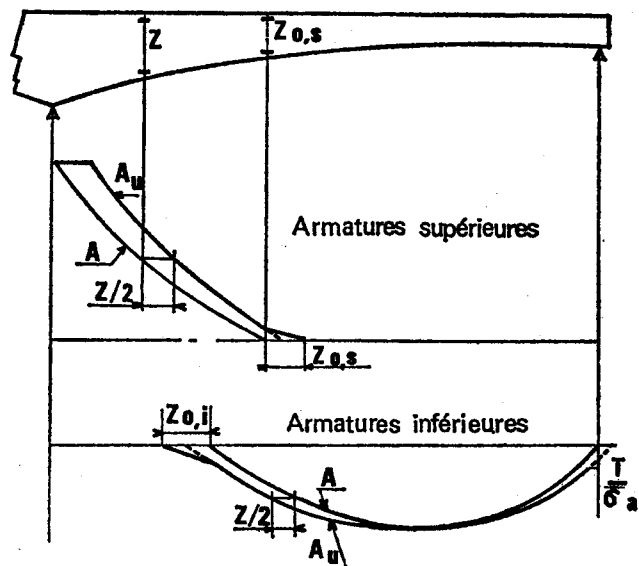


Fig. 7.

Légende :

- A : section d'armatures calculée d'après la seule considération du moment fléchissant maximal  $M$  :  $A = M/z \sigma_s$  ;
- $A_u$  : section d'armatures utile tenant compte de la concomitance de l'effort tranchant ;
- $z_{0,s}$  : bras de levier du couple élastique au droit du point de moment nul intéressant les armatures supérieures ;
- $z_{0,i}$  : id. pour les armatures inférieures.

Article 36. — Armatures longitudinales de compression.

Seules les armatures longitudinales de compression qui sont ligaturées tous les quinze diamètres au plus par des armatures transversales dans les conditions prescrites pour les armatures longitudinales des poteaux à l'article 32.4 peuvent être prises en compte dans les calculs de résistance.

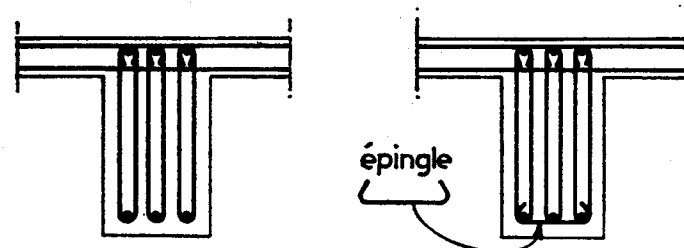
De plus, toute barre longitudinale placée dans une zone comprimée, et dont le diamètre est supérieur ou égal à 20 mm, doit être ligaturée tous les quinze diamètres au plus.

Article 37. — Armatures transversales.

37.1. Les armatures transversales, jointes au besoin aux armatures des hourdis éventuellement associés à l'âme, doivent par leurs tracés remplir les rôles suivants :

- Armer transversalement la membrure comprimée le plus près possible de la face extrême de la poutre ;
- Armer l'âme et la coudre aux membrures suivant les prescriptions de l'article 25.1 ;
- Armer transversalement la membrure tendue et la coudre vis à vis des actions tangentes susceptibles de se développer entre ses armatures constitutives.

transversalement la face de ladite nervure opposée au hourdis, soit par des cadres généraux, soit par des épingles, soit par d'autres moyens.

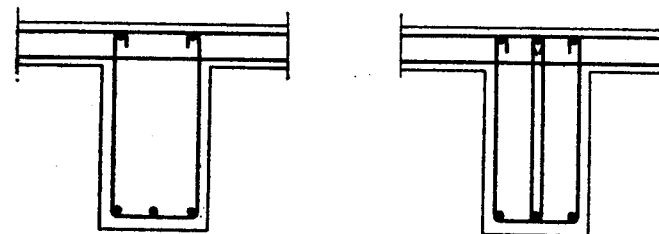


peu satisfaisant

satisfaisant

Figure 8.

Inversement, il est peu satisfaisant dans les poutres en T fortement sollicitées à l'effort tranchant ( $\tau_v > 2 \bar{\sigma}_s$ , pour fixer les idées) de supprimer les étriers sur certaines files intermédiaires en raison de la présence d'un cadre général :



peu satisfaisant

satisfaisant

Figure 9.

Article 38. — Application des efforts concentrés.

38.1.

\* Les zones visées sont les appuis de la poutre et celles où s'appuient sur elles d'autres organes tels que des tirants ou des suspentes, des poteaux ou d'autres poutres.

L'effort tranchant n'est pas, en général, équilibré pour toute la hauteur de la section d'une poutre. Là, où la poutre est soumise à un moment fléchissant et peut être supposée fissurée normalement à son axe, c'est la membrure comprimée qui assure la résistance à l'effort tranchant et c'est donc elle qui peut équilibrer un effort concentré. A un appui simple d'about, la résistance à la réaction d'appui est localisée au voisinage de l'ancrage de l'armature tendue.

37.2. Les armatures d'âme doivent être ancrées totalement le plus près possible des faces extrêmes de la poutre.

37.3. Il n'est admis d'assurer l'ancrage des armatures d'âme sur les armatures de la membrure tendue dans une pièce de section rectangulaire, par bouclage des premières autour des secondes, que lorsque l'angle des deux sortes d'armatures est supérieur ou égal à  $3\pi/8$ .

Article 38. — *Application des efforts concentrés.*

38.1. Les zones d'application à une poutre des efforts concentrés doivent être organisés de manière que ces efforts puissent être effectivement transmis aux parties de la poutre capables de les équilibrer. \*

\*\* Si par exemple, dans une croisée de poutres horizontales de hauteurs sensiblement égales, la poutre porteuse est soumise à un moment positif et la poutre portée à un moment négatif, il est nécessaire de prévoir des suspentes reliant les membrures comprimées des deux poutres qui sont opposées et tendent à se séparer. Ces suspentes peuvent être, en ce cas, constituées par des armatures verticales d'âme de la poutre la plus haute (normalement la poutre porteuse) disposées dans le volume commun aux deux poutres ou à sa proximité immédiate.

38.2.

\* Les conditions d'équilibre envisagées à l'about s'accordent avec les prescriptions de l'article 35.3. C'est la largeur mécaniquement offerte au niveau de l'armature côté appui qu'il convient d'apprécier et qui sert de base à l'estimation de la largeur de la bielle comprimée d'appui.

Pour une poutre s'appuyant sur un poteau, la largeur de la bielle est le produit par  $1/\sqrt{2}$  de la distance du parement du poteau côté poutre au point où l'armature inférieure de la poutre se trouve ancrée pour l'effort qu'elle doit équilibrer par application des articles 35.3.1 et 35.3.2.

Pour une poutre à talon s'appuyant sur une articulation, on peut escompter un certain épanouissement de la largeur d'appui à partir de cette articulation dans l'épaisseur du talon et celle du montant d'appui et la vérification de la section de la bielle est à faire à la jonction de l'âme avec l'arase supérieure du talon et le parement côté poutre du montant d'appui.

\*\* Se reporter au commentaire de l'article 35.3.

38.3.

Si la poutre comporte un talon symétrique, l'étendue transversale de l'appui ne peut être estimée supérieure à l'épaisseur de l'âme augmentée de la hauteur du talon, à moins que la poutre ne comporte un montant d'appui.

CHAPITRE IX

Plaques sur appuis continus.

Article 39. — *Constitution et calcul des plaques.*

39.1. *Domaine d'application.*

Les hourdis reposant sur appuis quasi ponctuels (planchers-champignons ou planchers-dalles sans champignons) font l'objet de l'annexe A 3.

Si cette transmission doit entraîner la mise en tension transversale de l'âme de la poutre, il sera nécessaire de l'assurer au moyen d'aciers spécialement disposés ou suspentes. \*\*

38.2. A l'appui simple d'about d'une poutre, on admet que l'effort tranchant est équilibré par une bielle unique inclinée à 45° sur l'axe de la poutre et dont la largeur mesurée parallèlement à cet axe est égale à celle qui est offerte par l'appui. On vérifie que la contrainte de compression de cette bielle ne dépasse pas la contrainte admissible du béton en compression simple. \*

On admet la même hypothèse et on procède à la même vérification lorsque sur l'appui se développe un moment positif ou négatif de module inférieur à  $Tz$ . \*\*

38.3. Si à un appui intermédiaire l'appui d'une poutre continue se fait sur sa face comprimée, la contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui ne doit pas être supérieure à une fois et demie la contrainte admissible du béton en compression simple.

## CHAPITRE IX

### Plaques sur appuis continus.

#### Article 39. — Constitution et calcul des plaques.

##### 39.1. Domaine d'application.

Les prescriptions qui suivent visent les plaques (ou hourdis) dont les appuis sont constitués par éléments continus avec lesquels elles forment monolithes (poutres ou nervures, cloisons ou murs en béton armé) ou par des murs en béton ou en maçonnerie sur lesquels elles reposent. Eventuellement ces plaques peuvent présenter des bords libres.

##### 39.2. Plaques utilisées comme hourdis de compression.

Il est rappelé que suivant les errements reçus, on traite le hourdis de compression d'une poutre sans considérer son rôle en tant que plaque.

Cependant, dans les zones où un hourdis associé à une nervure peut être mis en traction du fait de la flexion de cette dernière, il est recommandable de renforcer les armatures du hourdis parallèles à la nervure par rapport à ce qu'exigerait son utilisation en tant que plaque.

##### 39.3. Méthodes de calcul.

###### 39.3.2.

On justifie alors du choix de la figure de rupture utilisée, de préférence en s'appuyant sur les essais décrits dans la littérature (on cite ses références) ou sur des essais spécialement entrepris ; on évite de faire appel à la notion de force nodale ; on justifie de ce que les conditions de validité d'application de la théorie sont bien remplies ; on justifie, enfin, des coefficients de sécurité choisis vis-à-vis de la résistance, des déformations et de la fissuration.

##### 39.4. Procédés de calcul approchés.

###### 39.4.1.

Il est rappelé que les prescriptions de l'article 27.1.3 fixent un rapport minimal entre les efforts admissibles dans les armatures parallèles à l'un et à l'autre côté. Il est recommandé dans ce cas, s'il y a continuité, d'appliquer, pour le calcul en poutre lui-même, des procédés de calcul approchés.

###### 39.4.2.

En principe, dans un plancher, prendre en compte une réduction des moments en travée de 15 p. 100 pour une dalle de rive et de 25 p. 100 pour une dalle continue sur ses quatre côtés.

Dans un pont à poutres sous chaussée dont le hourdis de couverture déborde en encorbellement, on peut prendre une réduction de 20 p. 100 pour les dalles de rive et de 25 p. 100 pour les dalles centrales (qui n'existent que si le pont comporte plus de trois poutres). Dans tous les cas, on n'évalue pas les moments d'encastrement à moins de 50 p. 100 des moments maximaux en travée calculés dans l'hypothèse de l'articulation.

L'attention est attirée sur ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

### 39.2. Plaques utilisées comme hourdis de compression.

Dans la détermination et la justification des plaques en tant que telles on peut faire abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression de poutres.

### 39.3. Méthodes de calcul.

39.3.1. Le calcul des plaques est conduit d'après la théorie élastique classique. On peut cependant utiliser les procédés de calcul indiqués ci-après dans les domaines définis où ils sont applicables.

Dans tous ces cas, on peut considérer que les plaques solidaires de leurs appuis (nervures de poutres, parois de coques ou autres plaques) sont appuyées au droit des parements des éléments porteurs.

39.3.2. Dans les cas qui ne relèvent point des procédés de calcul approchés et où il y a difficulté importante de recourir à la théorie élastique classique, il est admis de recourir à la théorie des lignes charnières (ou de rupture).

### 39.4. Procédés de calcul approchés.

39.4.1. Les plaques rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés, dont le rapport des portées est inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et qui ne sont soumises qu'à des charges réparties, peuvent être calculées à la flexion comme des poutres dans le sens de la petite portée. On doit tenir cependant compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

39.4.2. Les plaques rectangulaires encastrées, totalement ou partiellement sur leur contour, dont le rapport des portées est compris entre 0,4 et 2,5, ou qui sont soumises à l'action de charges localisées ou concentrées (quel que soit le rapport de leurs portées) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15 p. 100 à 25 p. 100 selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués respectivement au moins à 40 p. 100 et à 50 p. 100 des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation.

39.4.3. Pour le calcul des contraintes, on tient compte dans chaque direction de la position exacte des armatures agissant dans cette direction.

### 39.5. Forces localisées.

#### 39.5.2.

Si l'on a affaire à des forces localisées au sens du paragraphe 39.5.3 suivant et si l'on dispose de surfaces d'influence, il est plus aisé et suffisamment exact de considérer dans le calcul ces forces comme concentrées, sauf au point où les moments sont recherchés.

#### 39.5.5.

Ces circonstances exceptionnelles pourraient survenir si les forces localisées étaient suffisamment nombreuses pour devoir être assimilées dans leur ensemble à des forces réparties sur une aire ne répondant pas aux conditions du paragraphe 39.5.3. On peut admettre que ces circonstances ne se produisent pas dans les dalles sous chaussée des ponts-routes pour les surcharges du système B.

## 39.5. Forces localisées.

39.5.1. On admet qu'une force appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une plaque agit uniformément sur une aire du feuillet moyen dont le contour est parallèle à la projection du premier sur le feuillet et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la plaque.

Si la force localisée est appliquée à la surface d'un revêtement de la plaque, on applique la même règle, la distance entre contours parallèles étant augmentée de l'épaisseur du revêtement si ce dernier est constitué de béton ou d'un matériau analogue et des trois quarts de l'épaisseur de ce revêtement s'il est moins résistant (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés par exemple).

39.5.2. Dans le calcul des moments fléchissants, on peut dans tous les cas faire état de la répartition des forces appliquées suivant les modalités du paragraphe 39.5.1 précédent.

39.5.3. Une force est considérée comme force localisée vis-à-vis de la justification de la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant si le rapport des diamètres extrêmes du contour de l'aire de répartition de cette force sur le feuillet moyen déterminée suivant les prescriptions du paragraphe 39.5.1 est au plus égal à 2,5 (ou au moins égal à 0,4) et si la longueur de ce contour est au plus égale au cinquième de celle du plus grand contour convexe inscriptible dans la plaque (supposée limitée au nu de ses appuis).

39.5.4. La condition de sécurité suivante vis-à-vis du poinçonnement sous charges localisées doit être satisfaite sous les sollicitations pondérées du premier genre :

$$1,5 \frac{Q}{p \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

inégalité dans laquelle :

Q représente la valeur de la charge localisée ;

p, le périmètre du contour à considérer d'après le paragraphe 39.5.1 précédent ;

h<sub>t</sub> l'épaisseur totale de la plaque ;

$\bar{\sigma}_b$  la contrainte de traction de référence du béton.

39.5.5. Sauf circonstances exceptionnelles, on ne tient pas compte des forces localisées dans la détermination des contraintes tangentes du plan neutre de la plaque visées à l'article 27.2.

39.5.6. La contrainte d'adhérence admissible vis-à-vis de l'entraînement des armatures sous l'action d'une force localisée est portée à :

$$\bar{\tau}_d = 9 (\psi_d - 1) \bar{\sigma}_b$$

pour les barres appartenant à une nappe séparée du parement le plus voisin par une autre nappe de direction différente.

Si cette valeur de  $\bar{\tau}_d$  est inférieure à la valeur

$$2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

fixée à l'article 29.1.1, c'est cette dernière qu'il y a lieu de retenir.

39.7.

\* Ce peut être le cas d'une dalle appuyée sur une nervure de faible raideur à la torsion ou d'une dalle médiocrement encastrée dans un mur en maçonnerie.

## CHAPITRE X

## Pressions localisées, frottement, articulations.

## Article 40. — Pressions localisées.

Cette prescription vise le cas où un élément d'un matériau plus résistant que le béton est appuyé sur lui, le pied d'un poteau métallique par exemple.

Elle ne s'applique pas, comme trop restrictive, si le béton de la pièce considérée est fretté localement de façon adéquate.

## Article 41. — Frottement.

39.6. Dans les plaques armées orthogonalement et ne supportant que des charges réparties, les écartements des armatures de la direction la plus sollicitée ne doivent pas dépasser trois fois l'épaisseur totale de la plaque et ceux des armatures perpendiculaires quatre fois.

Ces valeurs maximales d'écartement sont respectivement ramenées à deux fois et trois fois l'épaisseur de la plaque lorsque cette dernière peut être soumise à l'action de charges localisées.

39.7. Les armatures armant à la flexion la région centrale d'une plaque sont, toutes, et dans tous les cas, prolongées jusqu'aux appuis et y sont ancrées totalement au-delà du contour d'appui théorique de cette plaque.

Sur les parties du contour d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiels, aussi faibles soient-ils, on prévoit toujours des armatures en « chapeaux » capables d'équilibrer un moment de signe contraire au moment de flexion maximal de la région centrale et d'une valeur minimale au moins égale aux quinze centièmes de ce dernier.

## CHAPITRE X

### Pressions localisées, frettage, articulations.

#### Article 40. — Pressions localisées.

40.1. Lorsqu'une aire occupant une partie d'une face de pièce en béton armé est soumise à une distribution plane de contraintes de compression, la contrainte admissible en un point de son contour est égale à la contrainte admissible du béton en compression simple multipliée par le rapport de l'homothétie qui, admettant pour centre le centre de gravité de l'aire chargée, amène le point considéré de son contour au bord le plus voisin de la face de la pièce. La contrainte admissible en un point du contour est cependant limitée à quatre fois la contrainte admissible en compression simple.

40.2. Le béton d'une pièce dont une face est chargée dans les conditions visées au paragraphe précédent doit être armé parallèlement à cette face et jusqu'à la profondeur voulue d'une manière suffisante pour éviter la rupture locale du béton sous la charge.

Les armatures visées peuvent être déterminées par l'un des procédés en usage, le tracé approché des isostatiques par exemple.

#### Article 41. — Frettage.

41.1. Le frettage peut être employé dans le but d'obtenir :

- La ductilité à rupture ;
- La résistance aux chocs ;
- La résistance aux efforts localisés.

41.2.1.

La grande déformabilité du noyau fretté à l'état de plastification crée un danger de flambement qu'il est nécessaire d'éviter.

41.2.4.

L'exécution parfaite, qui est nécessaire pour une pièce frettée comprimée, ne serait pas obtenue dans une pièce trop exigüe.

41.2. Le frettage ne peut être utilisé en vue d'augmenter la contrainte normale de compression admissible dans les pièces prismatiques soumises aux sollicitations visées au chapitre IV que sous les réserves suivantes formulées aux paragraphes 41.2.1 à 41.2.7 :

41.2.1. Le rapport de la longueur de la partie frettée de la pièce à sa plus petite dimension transversale n'exécède pas deux.

41.2.2. Le calcul des contraintes normales ne prend en compte que la section du noyau fretté et non la section totale de la pièce.

41.2.3. Il est fait exclusivement usage des formes d'armatures transversales ou frettes ci-après désignées :

Frettes circulaires fermées ou hélices circulaires continues ;

Quadrillages, formés de nappes de barres repliées en « épingle à cheveux » alternées, disposées alternativement dans deux directions perpendiculaires ;

Cadres carrés fermés, suivant le contour de pièces de forme carrée.

41.2.4. La dimension transversale minimale de la pièce frettée est au moins égale à 0,25 mètre.

41.2.5. Le coefficient de frettage ou rapport des contraintes de compression admissibles de la pièce frettée à la même pièce supposée non frettée est pris au plus égal à :

$$1 + \theta_t \omega_t \left( 1 - \frac{2t}{a} \right) \frac{\sigma_{sn}}{\sigma_n}$$

expression dans laquelle :

$\omega_t$  désigne le rapport du volume des frettes au volume du noyau fretté ;

$t$  l'écartement des cours successifs des frettes (de même orientation s'il s'agit de quadrillages) ;

$a$  la dimension minimale de la section transversale du noyau fretté ;

$\theta_t$  le coefficient de forme des frettes dont la valeur numérique est égale à :

3 pour les frettes circulaires et les quadrillages ;  
1,5 pour les cadres carrés ;

$\sigma_{sn}$  la limite d'élasticité nominale des frettes ;

$\sigma_n$  la résistance nominale à la compression du béton.

41.2.6. En aucun cas la contrainte de compression admissible ne peut être inférieure à :

$$14,5 \sqrt{\bar{\sigma}_b} \text{ bar}$$

$\bar{\sigma}_b$  désignant la contrainte de compression admissible sur la section de la pièce supposée non frettée, exprimée en bars.

41.2.7. Le rapport du volume des frettes au volume total de la pièce n'est pas inférieur à six millièmes (0,006).

41.3.

En particulier, les jonctions de spires d'hélices circulaires ne doivent pas comporter un simple recouvrement, mais bien un recouvrement de l'ordre de 15 à 20 diamètres suivi de deux ancrages par courbure avec retours dirigés vers le cœur du noyau. Les ancrages d'extrémité de spire doivent, en outre, comporter des retours parallèles à l'axe du cylindre d'enroulement des frettes.

Article 42. — *Articulations.*

42.1. Résistance.

42.2. Articulation d'une pièce prismatique droite soumise à une compression axiale et de section minimale.

Le titre du présent paragraphe résume les conditions suivantes : l'effort appliqué se réduit à une force agissant suivant l'axe de la pièce, lieu des centres de gravité de ses sections droites rendues homogènes ; le plan de l'articulation, c'est-à-dire soit le plan tangent aux surfaces en contact, soit le plan moyen du noyau d'articulation (cf. Commentaires de 42.2.1) est normal à cet axe ; la contrainte moyenne de compression de la pièce, calculée sur sa section homogène, est égale à  $\sigma_{bc}$ , contrainte admissible du béton en compression simple.

42.2.1.

Une articulation est dite ponctuelle si elle permet (sous réserve de limitations d'amplitude) des mouvements de rotation relatifs des éléments articulés autour d'un axe d'orientation quelconque dans le plan de contact de ces éléments. Elle peut être réalisée par le contact d'une sphère et d'un plan ou par l'interposition d'un noyau rétréci de section circulaire (dans ce dernier cas, le plan moyen du noyau joue le rôle de plan de contact des éléments articulés). Le point d'articulation est le point de contact de la sphère et du plan ou le centre de la section du noyau située dans son plan moyen.

Une articulation est dite linéaire si les mouvements de rotation relatifs qu'elle permet s'effectuent autour d'une droite fixe par rapport aux pièces articulées. Elle peut être réalisée par le contact d'un cylindre et d'un plan ou par l'interposition d'un noyau rétréci de section rectangulaire. La droite (ou axe) d'articulation est la génératrice de contact du cylindre et du plan ou l'axe de symétrie parallèle à ses grands côtés de la section du noyau située dans son plan moyen.



41.3. Chaque tronçon de barre constitutif d'une frette doit être ancré totalement à ses deux extrémités par des ancrages par courbure calculés suivant les prescriptions de l'article 30 pour une contrainte des frettes égale à  $\sigma_{ad}$ , les contraintes d'adhérence admissibles étant celles des ancrages en pleine masse. Seules sont considérées comme constituant zones d'ancrage les parties de barres situées à l'intérieur du noyau fretté.

Article 42. — *Articulations.*

42.1. Résistance.

On peut considérer que la résistance à la compression d'une pièce comportant une articulation équivaut à celle de la même pièce armée (mais non frettée), ne comportant pas d'articulation, sous réserve que soient remplies les conditions formulées aux paragraphes 42.2 et 42.3 suivants.

42.2. Articulation d'une pièce prismatique droite soumise à une compression axiale et de section minimale.

42.2.1. La pièce est frettée à partir de l'articulation sur une profondeur égale à la distance maximale atteinte par les intersections avec ses parements du ou des cônes de révolution dont les axes sont parallèles à celui de la pièce (et à l'effort appliqué), dont le demi-angle au sommet est égal à 45° et qui admet ou admettent comme sommet(s) le point d'articulation si l'articulation est ponctuelle, ou la droite d'articulation si l'articulation est linéaire.

Sur les six dixièmes de la profondeur frettée à partir de l'articulation, le volume relatif de frettes circulaires est au moins de 4 p. 100; le volume relatif de frettes en quadrillage est au moins de 4 p. 100 si l'articulation est ponctuelle et de 2 p. 100 normalement à l'axe de l'articulation et 1,2 p. 100 parallèlement à lui si l'articulation est linéaire.

Sur le reste de la profondeur frettée, les volumes relatifs des frettes peuvent être réduits de 40 p. 100 par rapport aux valeurs précédentes.

Toutefois, les dispositions ainsi prescrites peuvent être modifiées si des essais probants le justifient.

42.3. Articulations de pièces quelconques.

42.3.1.

\* Le mot articulation vise ici le point ou la droite de contact des surfaces qui limitent les pièces articulées ou le noyau rétréci qui les réunit.

\*\* Une articulation ne doit pas équilibrer d'effort de traction, même si des aciers la traversent, ni de couple de torsion.

42.3.2.

\* La détermination de ces armatures relève selon les cas de considérations relatives au tracé des isostatiques, que l'on effectue approximativement par l'un des procédés habituels, ou de considérations relatives à l'entraînement du béton ou des armatures qui donnent lieu à l'application de la règle des coutures.

42.2.2. Dans les articulations cylindre sur plan, le rayon du cylindre est au moins égal au double de la largeur minimale des pièces en contact.

Dans les articulations à section rétrécie, la contrainte moyenne de la section rétrécie est limitée à deux fois la résistance nominale du béton à la compression. L'épaisseur du noyau constituant la section rétrécie doit être au plus égale au huitième de la plus petite dimension transversale de cette section; ce rapport du huitième pouvant être porté au cinquième si l'épaisseur qui en résulte n'est pas supérieure à deux centimètres.

42.2.3. On limite les déplacements angulaires relatifs de deux pièces d'une articulation à partir de leur position initiale à :

$$\frac{\bar{\sigma}_{bo}}{25 \sigma_m} \text{ avec maximum de } \frac{1}{20}$$

et, en outre, pour une articulation à section rétrécie, à :

$$\frac{\sigma_n}{20 \sigma_{m, noy}}$$

$\bar{\sigma}_{bo}$  étant la contrainte admissible du béton en compression simple;

$\sigma_m$  étant la contrainte moyenne de la pièce articulée en dehors de l'articulation;

$\sigma_{m, noy}$  étant la contrainte moyenne de compression du noyau;

$\sigma_n$  étant la résistance nominale du béton.

#### 42.3. Articulations de pièces quelconques.

42.3.1. Une articulation est toujours comprimée, et, si elle est linéaire, sur toute son étendue. \*

Les efforts transmis par une articulation se réduisent à une force passant par le point ou la droite d'articulation. L'inclinaison de cette force sur la normale au plan d'articulation est au plus égale à un quart. \*\*

42.3.2. On considère l'enveloppe des cônes de révolution dont les axes sont parallèles à la résultante des forces appliquées, dont le demi-angle au sommet est égal à 45° et qui admettent comme sommets les points de la droite d'articulation (si l'articulation est ponctuelle, l'enveloppe se réduit à un cône). On considère les sections de l'enveloppe et de la pièce en cause par des plans normaux aux axes des cônes et, dans ces plans, les aires intérieures à la fois aux sections de l'enveloppe et aux parements de la pièce. On considère le plan particulier pour lequel le quotient de l'effort de compression appliqué par la surface de l'aire visée est égal à  $\bar{\sigma}_{bo}$  et, dans ce plan le contour C de ladite aire. On considère le prisme droit P qui admet pour directrice le contour C et pour bases, d'une part, le plan d'articulation et d'autre part le plan tangent au contour C qui laisse le contour C à l'intérieur de ce prisme P.

On frette tout le volume du prisme P intérieur à la pièce suivant les prescriptions du paragraphe 42.2.1 pour une pièce prismatique droite, soumise à la compression axiale et de section minimale. Pour l'application de ces prescriptions, la hauteur du prisme P est assimilée à la profondeur frettée.

42.5.

Ces efforts sont en général normaux aux efforts appliqués en l'absence de mouvements.

## CHAPITRE XI

### Dispositions constructives diverses.

#### Article 43. — Protection des armatures.

43.1.

\* L'expression « embruns » s'étend ici aux gouttelettes d'eau de mer, de dimensions comparables à celles de la pluie fine, susceptibles d'être transportées par le vent et de se déposer sur les parements des ouvrages. Les brouillards salins diffèrent des embruns par la dimension encore moindre de leurs gouttelettes qui permet à ces dernières de demeurer longtemps en suspension. Les distances de la mer auxquelles il peut y avoir exposition aux embruns ou aux brouillards salins dépendent des circonstances locales. Elles peuvent atteindre des centaines de mètres pour les embruns et des kilomètres pour les brouillards salins si la mer brise violemment sur la côte et si la terre n'offre aucune protection vis-à-vis du vent.

\*\* L'enrobage d'une barre est défini aux commentaires de l'article 29.

La prescription s'applique aux barres de hourdis, armatures et ligatures transversales des poutres et poteaux, etc.

Les enrobages minimaux fixés au chapitre VI en considération de l'adhérence doivent, en outre, être respectés.

L'attention est attirée sur ce qu'il ne semble pas y avoir intérêt à augmenter dans les parties tendues l'enrobage minimal fixé pour les armatures des ouvrages à la mer, en raison de l'accentuation de la fissuration qui en résulterait.

L'attention est attirée sur ce qu'une protection efficace des ouvrages à la mer, ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ne peut être offerte par le seul respect de l'enrobage

On assure de plus l'attache au prisme P des parties de la pièce qui lui sont extérieures par des armatures convenablement disposées. \*

42.3.3. Les prescriptions des paragraphes 42.2.2 et 42.2.3 demeurent applicables. Cependant pour l'évaluation de la contrainte du noyau rectangulaire d'une articulation linéaire à section rétrécie, on tient compte d'une distribution linéaire de l'effort appliqué sur la droite d'articulation, si cet effort n'est pas centré, et l'on suppose cette contrainte uniforme dans le sens perpendiculaire. La contrainte maximale ainsi évaluée est bornée à deux fois la résistance nominale du béton.

42.4. L'appui d'un sabot métallique fortement chargé sur le béton peut être assimilé à celui de la section rétrécie d'une articulation. On frette de la même manière. La pression admissible de contact doit néanmoins être réduite de 50 p. 100 si le sabot repose sur le béton par l'intermédiaire d'une couche de mortier ou de béton fin exécutée après prise du béton sous-jacent.

42.5. On tient compte des effets sur les constructions des efforts développés par les mouvements des articulations.

Il doit en être tenu compte non seulement pour les articulations visées au présent article 42, mais aussi pour les articulations d'autres types.

## CHAPITRE XI

### Dispositions constructives diverses.

#### Article 43. — Protection des armatures.

43.1. L'enrobage de toute barre est au moins égal à :

4 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins ; \*

2 cm pour les parements exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, exposés aux condensations ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations, etc.) ;

1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations. \*\*

prescrit. Il est non moins essentiel que le béton soit suffisamment, sinon fortement dosé en ciment (350 à 400 kg/m<sup>3</sup>) et qu'il soit aussi peu perméable et hygroscopique que possible, ce qui ne peut s'obtenir que par l'étude sérieuse de sa composition et par le soin apporté à sa mise en place.

#### Article 44. — Possibilités de bétonnage correct.

44.2.

De tels entassements peuvent se produire, par exemple, à la croisée de deux poutres dont les armatures sont disposées à des niveaux voisins et en particulier quand des suspentes y sont nécessaires ; ou encore dans les zones frettées. Un tel entassement peut compromettre la qualité du béton par effet de paroi.

On cherche à faire en sorte que, dans la région la plus ferrailée, le rayon moyen du moule  $r_m$  soit au moins égal à la grosseur  $c$ , du granulat. Le rayon moyen du moule est défini, comme le rapport du volume du moule à la surface de ses parois (parois du parement et surfaces des armatures).

Si l'entassement est inévitable et exige un béton spécial à granulat moins gros, mention en est faite sur les dessins d'exécution et la zone intéressée y est exactement définie.

44.4.

On peut par exemple, dans une poutre haute et large serrer les armatures transversales en certaines zones pour laisser de place en place un espace accessible latéralement.

43.2. Les enrobages des barres sont calculés compte tenu des enlèvements éventuels de matière postérieurs à la mise en place du béton par bouchardage, lavage ou brossage précoce, etc.

Article 44. — Possibilités de bétonnage correct.

44.1. Les mailles des grilles formées par les armatures, que le béton frais doit traverser à sa mise en place, doivent être assez larges pour ne pas en affecter l'homogénéité.

En ce qui concerne les armatures des poutres, les règles d'espacement des armatures longitudinales édictées par l'article 29 en 29.1.5 et 29.1.7 sont suffisantes tant que l'espacement des cours successifs d'armatures transversales est au moins égal à deux fois la distance libre entre armatures longitudinales. Quand il n'en est pas ainsi, et dans les cas non visés à l'article 29, il convient de s'attacher à ce que le rayon moyen  $r_g$  des mailles des grilles satisfasse aux inégalités suivantes :

$$r_g \geq \frac{c_g}{1,4} \text{ si les gros éléments du granulat sont roulés ;}$$

$$r_g \geq \frac{c_g}{1,2} \text{ si les gros éléments du granulat sont concassés,}$$

$c_g$  étant la grosseur du granulat et  $r_g$  étant défini comme le rapport de l'aire au périmètre du vide intérieur d'une maille de grille.

44.2. On doit éviter les entassements excessifs d'armatures.

44.3. Quand le béton doit être vibré par aiguilles dans la masse et si des nappes ou lits de barres aux espacements minimaux admis par application des règles précédemment formulées ne permettent pas le passage des aiguilles (entre barres ou entre elles et les coffrages), on ménage des intervalles plus larges pouvant livrer passage à ces aiguilles à des distances mutuelles telles qu'elles permettent la vibration effective de la totalité du béton d'enrobage des armatures en cause.

44.4. Quand des pièces sont de très grandes dimensions, on s'attache à régler les espacements des armatures de manière à permettre aux ouvriers de pénétrer à l'intérieur des moules et d'atteindre tous les points où le béton doit être mis en place.

Article 45. — Correction mécanique.

45.1. Juxtaposition de barres dissemblables.

Si des raisons particulières conduisent à juxtaposer des barres qui ne soient pas de même type et de même nuance, il convient d'admettre, dans les calculs relatifs à leur groupe, les valeurs minimales relatives aux différentes barres quant à leur limite d'élasticité et à leurs contraintes admissibles d'adhérence.

45.2. Ancrages des armatures transversales.

Se reporter aux prescriptions du chapitre VI.

45.3. Poussées au vide.

45.3.1.

Soit, par exemple, un arc à section rectangulaire creuse. Les contraintes normales, engendrées sur les sections transversales de l'arc dans sa flexion composée, développent dans les voiles d'extrados et d'intrados, du fait de la courbure, des charges perpendiculaires à leurs feuillet moyens. Sous ces charges, ces voiles fléchissent en prenant appui sur les âmes. Pour assurer leur résistance à la flexion, il faut les armer, principalement dans le sens transversal.

De plus, le sens de leurs réactions d'appui sur les âmes peut être tel qu'il y ait tendance à leur séparation d'avec ces âmes : c'est le cas de l'extrados s'il est comprimé, de l'intrados s'il est tendu. Les armatures transversales des âmes de l'arc doivent alors pouvoir jouer le rôle de suspentes de ces voiles.

45.3.2.

Il y a poussée au vide d'une armature courbe lorsque sa réaction de courbure est dirigée vers le parement de la pièce où elle est disposée et non vers la masse du béton, ou corps, de cette pièce. La réaction de courbure, égale par unité de longueur de barre au quotient de l'effort normal dans cette barre par son rayon de courbure, est située dans le plan de courbure et dirigée vers la concavité de la courbe si la barre est tendue et vers la convexité si la barre est comprimée.

On peut admettre qu'il y a impossibilité de déplacement lorsque la courbure des armatures poussant au vide est faible, par exemple s'il s'agit des armatures longitudinales d'une poutre de hauteur variable à tracé galbé.

Si la courbure des armatures est forte, comme cela se produirait pour des armatures tendues proches du contour d'un angle rentrant, le seul procédé de fixation des ligatures transversales efficace serait le pointage par soudure à l'arc électrique. Or, il est toujours dangereux, parce que créant un risque de rupture fragile sur une barre qui a été écrouie par son façonnage, quelles que soient sa nature et sa nuance. Il est hautement recommandé de recourir au croisement d'armatures droites parallèles aux côtés de l'angle dans un cas de cette sorte.

Article 45. — Correction mécanique.

45.1. Juxtaposition de barres dissemblables.

Des barres parallèles et juxtaposées dans un élément mécanique pour y jouer le même rôle et y subir les mêmes déformations relatives doivent toutes en principe être de même type et de même nuance.

45.2. Ancrages des armatures transversales.

Les ancrages d'extrémité des barres constituant des éléments d'armatures transversales de pièces prismatiques, tels que cadres, étriers, épingles, cerces, spires, etc., doivent être totaux pour les contraintes admises dans ces armatures transversales.

45.3. Poussées au vide.

45.3.1. Quand des éléments courbes ou à tracé anguleux sont parties constitutives d'autres éléments et peuvent être soumis à des efforts par la mise en jeu mécanique de ces derniers, on justifie les dispositions prévues pour assurer leur résistance propre. On justifie aussi la résistance des attaches des premiers éléments aux seconds.

45.3.2. Lorsqu'il y a poussée au vide d'une barre courbe, cette barre doit être attachée par des ligatures normales à elle et l'embrassant et ancrées d'autre part dans la masse du béton. Ces ligatures sont calculées sous les sollicitations du premier genre, compte tenu d'une contrainte de traction admissible égale aux deux tiers de leur limite nominale d'élasticité.

Ces ligatures sont tracées et fixées à la barre de façon qu'il soit impossible qu'elles se déplacent par rapport à elle à la mise en œuvre du béton.

45.3.3.

La mise en jeu mécanique d'un ancrage par courbure, tendant à faire glisser la barre suivant son axe dans sa gaine, tend à la faire fléchir là où sa courbure change. Les réactions, nées de cette flexion, peuvent constituer des poussées au vide qui sont susceptibles parfois de faire sauter le béton de couverture de la barre.

L'ancrage le plus dangereux à cet égard est l'ancrage qui comporte un retour rectiligne parallèle à une paroi et à sa proximité immédiate. Une simple ligature (d'un diamètre de l'ordre du quart de celui de la barre ancrée) reliant le retour à la masse du béton suffit en ce cas à écarter le danger. Quand cela est possible, on préfère incliner les retours rectilignes des ancrages vers la masse du béton. Les armatures existant pour d'autres raisons suffisent alors le plus souvent à jouer le rôle de ligatures vis-à-vis des poussées au vide.

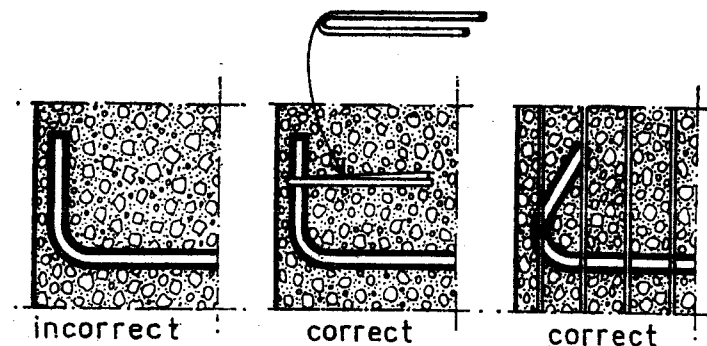


Figure 10.

Article 46. — Soudage des barres.

46.1.

\* Les aciers bruts de relaminage ressortissent normalement à cette dernière catégorie.

Dans les coques trop minces pour que des ligatures puissent y être prévues, on peut accepter la poussée au vide d'armatures courbes pourvu que leur rayon de courbure,  $r$ , satisfasse à l'inégalité suivante :

$$r \geq 0,75 \varnothing \frac{\sigma}{\bar{\sigma}_b} \left( 1 + 0,4 \frac{\varnothing}{d} \right)$$

$\varnothing$  étant le diamètre nominal d'une barre ;

$d$  la distance de son axe à la paroi du côté de la poussée au vide ;

$\bar{\sigma}_b$  la contrainte de traction de référence du béton ;

$\sigma$  la contrainte de traction ou de compression, selon le cas, des barres poussant au vide.

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

Article 46. — *Soudage des barres.*

46.1. Le soudage ni le pointage à l'arc électrique ne sont admis ni sur les ronds lisses de la nuance Fe E 34, ni sur les aciers en barres à haute adhérence dont la soudabilité n'est pas garantie par leurs fiches d'identification. \*

46.2.

\* Ces conditions peuvent mentionner sans l'explicitier un mode opératoire recommandé par le producteur. Il y a lieu dans ce cas de s'informer de ce mode opératoire et de s'y conformer.

46.3.

Le pointage à l'arc électrique est fortement déconseillé dans les zones où les barres équilibrent les efforts normaux de traction sont rectilignes et dans le cas où il n'est pas interdit par ce qui précède, sauf si ces barres sont des ronds lisses de la nuance Fe E 24, parce qu'il peut créer le risque de ruptures fragiles.

Article 47. — *Reprises de bétonnage.*

47.1.

Il est donc indispensable de prévoir aux dessins d'exécution les surfaces de reprise qui seraient nécessaires.

Le rôle des aciers de couture de reprise est analogue à celui des aciers de couture d'attache vis-à-vis des effets des actions tangentes.

47.4.

Les armatures d'âme des poutres fléchies, utilisées pour assurer la résistance à l'effort tranchant, constituent aussi la couture de la reprise que l'on rencontre souvent à la jonction de la table de compression et de la nervure d'une poutre en T. Mais, si cette reprise existe, la contrainte admissible des armatures d'âme qui seraient normales à l'axe de la poutre ne peut pas dépasser  $2 \sigma_{su}/3$  en vertu des prescriptions de l'article 25.

46.2. Le soudage à l'arc électrique est admis pour les ronds lisses de la nuance Fe E 24.

Il est également admis pour les aciers des barres à haute adhérence dont la soudabilité est garantie par leurs fiches d'identification, sous réserve des conditions particulières qui peuvent être formulées par ces fiches d'identification. \*

Le soudage à l'arc électrique peut être admis sur un lot particulier homogène de ronds lisses de la nuance Fe E 22 par la prise en considération des résultats favorables d'essais spécialement entrepris.

Dans tous les cas, la conception et le calcul des soudures sont conformes aux prescriptions en vigueur.

46.3. Le pointage à l'arc électrique en vue de la fixation éventuelle de barres se croisant ou se touchant, dont une partie au moins est destinée à équilibrer les efforts normaux de traction s'exerçant sur les sections droites de pièces prismatiques, de plaques ou de coques :

Est interdit pour les barres à haute adhérence à soudabilité garantie, s'il est proscrit par leurs fiches d'identification ;

Est interdit pour toutes les barres dans les zones où sont courbées les barres équilibrant les efforts normaux de traction visés ci-dessus.

46.4. Le soudage au chalumeau est interdit.

#### Article 47. — Reprises de bétonnage.

47.1. Toute surface de reprise sur laquelle l'effort engendré par le fonctionnement mécanique de la construction n'est pas une compression et ne fait pas avec cette surface un angle supérieur à  $\pi/4$  doit être traversée d'aciers de couture.

47.2. Ces aciers sont ancrés totalement dans des zones susceptibles de résister à leur mise en traction.

47.3. La résultante de l'effort de fonctionnement mécanique et de l'effort de compression qui serait exercé sur la surface de reprise par les aciers de couture supposés tendus à leur contrainte admissible doit faire avec la surface de reprise un angle au moins égal à  $\pi/4$ .

47.4. La contrainte admissible des aciers de couture d'une reprise est égale aux deux tiers de leur limite d'élasticité nominale sous les sollicitations totales pondérées du premier genre.

47.5. Les aciers de couture sont répartis de manière à correspondre dans toute région de la surface de reprise à l'effort de fonctionnement mécanique correspondant.

Article 48. — *Assemblages et pièces dont le calcul ne relève pas des hypothèses de la résistance des matériaux.*

\* L'attention est attirée sur ce que les dispositions visées par le présent article sont parmi les plus essentielles des projets et sont les plus délicates en ce qu'il est impossible de formuler à leur égard avec précision des règles générales.

\*\* L'attention est attirée sur ce que, dans les systèmes plans, les fissures du béton suivent dans leurs directions générales le tracé des isostatiques de compression (on peut considérer comme telles les lignes et surfaces orthogonales aux isostatiques de traction quand le béton est seulement tendu) et sur ce que le béton est d'autant plus apte à résister aux sollicitations de cisaillement qu'il est plus comprimé dans les limites des contraintes admissibles.

## CHAPITRE XII

### Fissuration.

Article 49. — *Largeur des fissures.*

49.1.

\* Les moyens de limiter la fissuration sont d'avoir recours à des « pourcentages » suffisants d'armatures tendues et de proportionner leurs diamètres aux dimensions transversales des pièces. A ce dernier point de vue, il convient d'utiliser, dans chaque cas si on le peut, le plus petit diamètre, c'est-à-dire le plus grand nombre de barres, qui soit compatible avec une mise en place correcte du béton sans nécessiter d'accroissement injustifié des dimensions transversales des pièces.

Ces précautions suffisent pour la grande majorité des ouvrages des travaux publics, les ponts en particulier, qui sont fortement ferrailés.

Pour les ouvrages qui sont peu ferrailés ou les constructions pour lesquelles la largeur maximale des fissures doit être spécialement limitée, on doit recourir aux règles exposées ci-après au paragraphe 49.2.

\*\* L'emploi de ronds lisses de haute nuance à traction doit être le plus souvent réservé à des cas spéciaux où les contraintes des aciers sous charges permanentes sont très modérées ou même nulles et où les sollicitations n'agissent que rarement avec une intensité de l'ordre de leur maximum. Parmi ces cas spéciaux on peut citer les poteaux de lignes électriques.

Article 48. — *Assemblages et pièces dont le calcul ne relève pas des hypothèses de la résistance des matériaux.* \*

Les assemblages des diverses pièces des constructions ainsi que les pièces dont le calcul ne relève pas des hypothèses de la résistance des matériaux sont conçus et vérifiés compte tenu des propriétés physiques des matériaux.

Les efforts de traction non étroitement localisés sont supposés découper le béton par des fissures.

Les éléments de béton délimités par la fissuration sont supposés pouvoir équilibrer des efforts de compression. Les éléments de béton respectés par la fissuration parce que comprimés peuvent équilibrer à la fois compressions et cisaillements. On s'assure que les ancrages des aciers destinés à équilibrer les efforts de traction sont bien disposés pour ne pas risquer d'entraîner la destruction par fissuration secondaire des éléments de béton laissés intacts par la fissuration primaire développée par les efforts appliqués. \*\*

On vérifie que les contraintes admissibles des matériaux ne sont point dépassées au moins en moyenne et on borne les contraintes réelles en fonction de la marge d'approximation du schéma mécanique adopté.

## CHAPITRE XII

### Fissuration.

Article 49. — *Largeur des fissures.*

49.1. Les formes de chaque ouvrage ou construction et les dispositions de ses armatures sont conçues de manière à limiter convenablement la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage. \*

En particulier, on ne doit pas utiliser à la traction de ronds lisses de hautes nuances sous des contraintes qui seraient supérieures aux contraintes de traction admissibles pour les ronds lisses de nuance douce Fe E 22 et Fe E 24, sans justifier que les largeurs des fissures demeurent convenablement limitées. \*\*

Quel que soit le type d'acier utilisé, on borne quand il y a lieu les contraintes de traction de service à des valeurs maximales inférieures aux valeurs admissibles en raison de la résistance mécanique.

49.2.

La nécessité de borner les contraintes afin de limiter la fissuration peut apparaître dans les bâtiments courants et dans les bâtiments industriels tels qu'usines, silos, entrepôts, etc. On doit pour ces ouvrages, dont l'énumération n'est d'ailleurs pas limitative, appliquer les prescriptions du présent paragraphe 49.2.

L'annexe C au chapitre XIV développe une théorie simplifiée de la fissuration et il est toujours loisible d'employer les résultats qu'elle fournit.

Les dispositions du présent paragraphe 49.2 ne font pas obstacle à l'application des règles plus restrictives en vigueur pour les cuves et réservoirs à liquides, et éventuellement pour d'autres ouvrages.

49.2.1.

\* Les dispositions qui favorisent la rupture du béton suivant des plans passant par les axes des barres voisines sont à éviter. A ce point de vue, les dispositions 1 et 2 sont nettement plus défavorables que la disposition 3. On doit donc, dans toute la mesure possible, répartir les barres et assurer à chacune un bon enrobage.

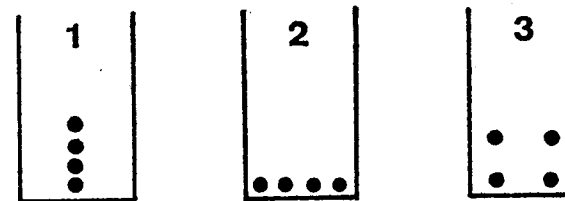


Figure 11.

Lorsque la répartition des armatures dans la zone tendue est très variable, il est souvent opportun de considérer séparément les zones de pourcentages très différents (par exemple : dans une poutre haute ou dans une poutre à talon, d'une part le faisceau des armatures de traction voisines de la face la plus tendue ou concentrées dans le talon et, d'autre part, les armatures réparties dans l'âme).

\*\* Des pourcentages effectifs faibles sont parfois rencontrés dans les voiles, hourdis, chaînages et corniches. A ces faibles valeurs de  $\bar{\omega}_t$ , correspond une fissuration localisée qui peut donner lieu à des ouvertures inacceptables si pour une raison quelconque des déformations imposées à la pièce et non prises en compte dans les calculs (retrait, tassements, etc.) entraînent des contraintes élevées des armatures.



49.2. Lorsqu'il peut être nécessaire de limiter les contraintes au-dessous des valeurs admissibles en raison de la résistance mécanique, on peut avoir recours aux règles ci-après qui sont applicables aux armatures longitudinales des tirants, poutres à nervure rectangulaire et à talon, plaques et coques tendues :

49.2.1. On appelle section d'enrobage  $B_t$  des barres tendues d'une pièce prismatique fléchie, l'aire de la surface de béton tendu délimitée dans une section droite de la pièce par le contour de cette dernière et une ou éventuellement deux droites parallèles à l'axe neutre, et telle que cette aire contienne toutes les barres tendues prises en compte dans le présent calcul et admette le même centre de gravité que les sections de ces armatures dans la section droite considérée.

Pour une pièce soumise à la traction simple, la section d'enrobage se confond avec la section totale de la pièce. \*

On appelle pourcentage de fissuration  $\omega_t$  le rapport :

$$\omega_t = \frac{A}{B_t}$$

de la somme A des aires de la section droite des barres tendues prises en compte à la section d'enrobage. \*\*

49.2.2.

*la → max de sautènement  
1,10° < l < 1,15 x 10°.  
→ faire un feuillage serré (t = 12cm)  
et bannes Ø petit... + drainage est...*

\* Il est rappelé que pour ces derniers ouvrages les prescriptions de l'article 43.1 relatives à la protection des armatures doivent être respectées.

\*\* Il y a généralement intérêt à choisir des barres de diamètres voisins. L'emploi des barres de petit diamètre est favorable.

Lorsque les pièces fléchies sont hautes, minces et fortement armées en traction, il y a lieu d'étudier spécialement les conditions de fissuration, comme indiqué à l'annexe C au chapitre XIV.

49.2.2. La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes exprimées en bars :

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\varnothing} \frac{\bar{\omega}_z}{1 + 10 \bar{\omega}_z}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\varnothing} k \bar{\sigma}_b}$$

$\sigma_1 > \sigma_2$  fissuration  
 Si  $\sigma_2 > \sigma_1$  la  
 fissuration  
 est importante  
 la formation  
 est systématique

expressions dans lesquelles :

$\varnothing$  désigne le diamètre nominal exprimé en millimètres de la plus grosse des barres tendues de la section d'enrobage ;

$\eta$  est un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, dont la valeur est égale à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et est fixée par sa fiche d'identification pour chaque type d'armature à haute adhérence ;

$\bar{\sigma}_b$  désigne la contrainte de traction de référence du béton exprimée en bars :

$k$  désigne une grandeur exprimée en bars-millimètres à laquelle on attribue les valeurs suivantes :

$k = 1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible et ne compromet ni la conservation des aciers ni la durée de l'ouvrage ;

$k = 10^6$  si la fissuration des zones tendues est préjudiciable parce que les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés ou émergés en eau douce, ou constituent des ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins. \*

$k = 0,5 \cdot 10^6$  si l'ouverture des fissures est très préjudiciable parce que les éléments considérés sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité. \*\*

49.2.3. Sauf en ce qui concerne les ouvrages à la mer, les valeurs maximales ci-dessus peuvent être majorées de 300  $\eta$  bar si l'une des faces des éléments considérés est en contact permanent avec l'eau ou avec une atmosphère saturée (en ce cas, l'absence de retrait ou même le gonflement du béton réduit la largeur des fissures).

CHAPITRE XIII

Déformations.

Article 50. — Calcul des flèches.

i) Dans les pièces dont le béton demeure intact, parce que comprimé, on obtient une approximation convenable des déformations par les procédés de la résistance des matériaux en attribuant au béton les coefficients de déformation définis à l'article 9.6 et en prenant en compte la section homogène, tout en attribuant au coefficient d'équivalence ou rapport du module de Young de l'acier au coefficient de déformation du béton la valeur qui correspond à celle que l'on attribue à ce dernier.

On peut d'ailleurs, dans la plupart des cas, négliger l'influence des aciers longitudinaux et ne tenir compte que de la section du béton seul.

ii) Dans les pièces dont la fissuration du béton tendu peut être supposée complète en service, il y a lieu de tenir compte de ce que l'allongement des parties tendues est celui de l'acier et n'a pas de rapport avec les déformations propres du béton.

La façon la plus satisfaisante d'évaluer la courbure de déformation  $\frac{1}{r}$  d'une poutre à plan moyen, rectiligne ou à faible courbure, semble être de considérer l'égalité :

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon'_b + \varepsilon_a}{h}$$

où :

$\varepsilon'_b$  représente le raccourcissement relatif du béton sur la fibre extrême comprimée ;

$\varepsilon_a$  l'allongement relatif de l'acier le plus éloigné de l'axe neutre ;  
 $h$  la hauteur utile de la section.

Le raccourcissement relatif du béton peut être évalué à partir de sa contrainte de compression  $\sigma'_b$  (calculée par les procédés indiqués à l'article 21 en admettant  $n = 15$ , eu égard à la précision à attendre du calcul) et de son coefficient de déformation évalué comme il est dit à l'article 9.6, ainsi que, s'il y a lieu, de son retrait.

L'allongement relatif de l'acier peut être évalué à partir de sa contrainte de traction calculée par les procédés indiqués à l'article 21, avec  $n = 15$ . Eventuellement, l'allongement correspondant pourra être diminué de la quantité :

$$\frac{\sigma_j}{2 E_a \bar{\omega}_z}$$

pour tenir compte de l'effet de l'adhérence de l'acier au béton,  $\sigma_j$  désignant la contrainte de rupture par traction du béton à l'âge de  $j$  jours considéré et  $\bar{\omega}_z$  le pourcentage de fissuration défini à l'article précédent, sous réserve que le pourcentage  $\bar{\omega}_z$  soit supérieur à  $\sigma_j/\sigma_a$ .

### CHAPITRE XIII

#### Déformations.

##### Article 50. — *Calcul des flèches.*

L'évaluation des flèches sous les charges de service doit tenir compte, dans une mesure aussi exacte que possible, des lois physiques de la déformation des matériaux ainsi que des conséquences de la fissuration du béton tendu.

### CHAPITRE XIV

#### Dispositions applicables aux bâtiments courants.

Ce chapitre réunit des prescriptions qui trouvent le plus souvent leur application dans la construction des bâtiments courants :

i) Tout d'abord y sont réglementées les simplifications que les errements de la pratique ont montré convenir au calcul de ces bâtiments.

Il y a lieu d'observer à cet égard que l'application aux planchers et aux ossatures en béton armé des méthodes de la résistance des matériaux classique en phase élastique, notamment des méthodes de continuité théorique, donne lieu souvent à des calculs laborieux et peut, dans certains cas, conduire à des résultats assez éloignés de la réalité. Il est parfaitement légitime de substituer à de tels calculs dont la précision risque d'être illusoire, des règles simples et raisonnables conformes aux usages courants des bureaux d'études, permettant de déterminer facilement les efforts dans les éléments d'ossature ou de planchers.

ii) Ensuite le présent chapitre pose des règles de bonne construction qui précisent certaines dispositions qu'il a paru nécessaire de codifier.

##### Article 51. — *Température et retrait.*

La tolérance consistant à négliger les effets du retrait et des variations de température pour des éléments de construction compris entre joints distants au maximum des longueurs fixées ci-contre ne s'applique qu'aux éléments d'une ossature complète en béton armé reposant sur des supports normalement flexibles. Elle ne vise pas le cas de poutres de grande longueur reposant sur des appuis en maçonnerie pour lequel il convient de prendre toutes dispositions nécessaires pour que les effets du retrait et des variations thermiques ne produisent pas de désordres dans les maçonneries ni éventuellement des efforts anormaux dans les poutres.

Entre les valeurs limites de 25 et de 50 mètres, on peut retenir, pour un bâtiment de situation géographique déterminée, une valeur intermédiaire justifiée. A titre d'exemple, pour la France métropolitaine, on peut admettre comme dimensions entre joints des longueurs de :

25 mètres dans les départements voisins de la Méditerranée ;

30 à 35 mètres dans les régions de l'Est, les Alpes et le Massif Central ;

40 mètres dans la région parisienne ;

50 mètres dans les régions de l'Ouest.

CHAPITRE XIV

Dispositions applicables aux bâtiments courants.

Article 51. — *Température et retrait.*

Dans les calculs relatifs aux bâtiments courants en béton armé, tels que le sont le plus souvent les bâtiments d'habitation ou à usage de bureaux, on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de la température extérieure pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

25 mètres dans les régions sèches ou à forte opposition de température ;

50 mètres dans les régions humides et tempérées.

Quand ces distances limites sont dépassées, on tient compte, dans les calculs, des effets du retrait et des variations de la température extérieure, à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets.

Les joints qui doivent être prévus dans les ossatures en élévation ne sont pas obligatoirement à prolonger dans les parties enterrées et les fondations où il est souvent préférable de n'en pas prévoir pour éviter notamment les fondations excentrées, à moins que des coupures totales ne soient nécessaires en raison des conditions de tassement.

Il est précisé que les distances entre joints indiquées s'entendent en général pour les ossatures et les planchers intérieurs des étages courants des bâtiments. Dans le cas de bâtiments recouverts par des terrasses, il sera souvent opportun de prévoir, entre le dernier étage et la terrasse, des joints tels que ceux communément appelés « joints diapason » permettant de diviser au moins par deux les distances entre joints principaux.

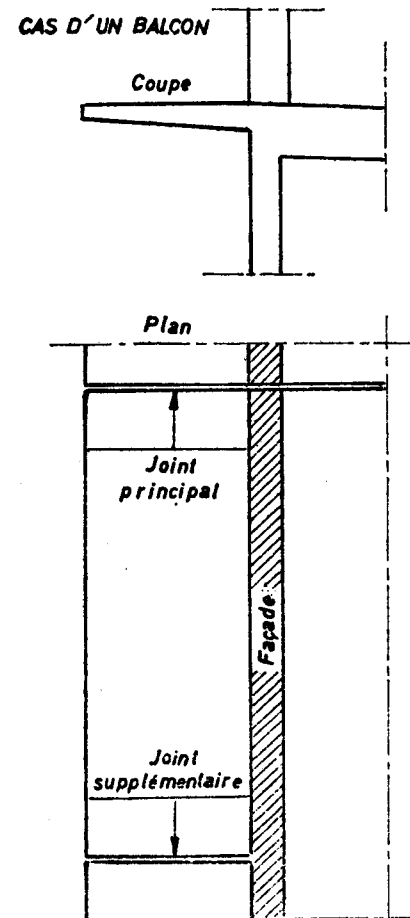


Figure 12.

De même, les balcons, auvents, corniches, solidaires des planchers et plus sensibles qu'eux aux effets de variations brusques de la température extérieure, devront souvent être pourvus de joints supplémentaires disposés entre les joints de dilatation principaux.

Article 52. — *Conditions de non-fragilité.*

52.2.

\* Les dispositions qui suivent ne sont pas applicables aux planchers-dalles, avec ou sans champignons, bandes centrales exceptées.

Article 52. — Conditions de non-fragilité.

En lieu des prescriptions de l'article 19, on peut dans les bâtiments courants, tels que le sont le plus souvent les bâtiments d'habitation ou à usage de bureaux, se borner à vérifier les conditions suivantes.

52.1. Pour les poutres fléchies :

$$(1) \quad \frac{A}{b_0 h} \geq \psi_k \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2$$

Dans cette formule :

A est la section des armatures longitudinales tendues ;  
 b<sub>0</sub> la largeur de la nervure (b pour une section rectangulaire) ;  
 $\bar{\sigma}_b$  et  $\bar{\sigma}_a$  désignent respectivement les contraintes de traction de référence du béton et admissible de l'acier ;  
 h<sub>t</sub> et h la hauteur totale et la hauteur utile de la pièce ;

ψ<sub>k</sub> est un coefficient qui prend les valeurs ci-après :

ψ<sub>k</sub> = 0,36 pour les aciers bruts de laminage ;

ψ<sub>k</sub> = 0,54 pour les aciers écrouis.

52.2. Pour les plaques rectangulaires appuyées sur leur contour (hourdis) : \*

Si A<sub>x</sub> et A<sub>y</sub> sont les sections par bande de largeur b, des armatures longitudinales tendues disposées suivant les deux portées l<sub>x</sub> et l<sub>y</sub> (avec  $\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ ) et de hauteurs utiles et respectives h<sub>x</sub> et h<sub>y</sub> :

Quelle que soit la valeur de ρ :

$$(2) \quad \frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{\psi_k}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

Pour ρ ≤ 0,40 :

$$(3) \quad \frac{A_y}{b h_y} \geq 0,35 \psi_k \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

Pour 0,40 < ρ ≤ 1 :

$$(4) \quad \frac{A_y}{b h_y} \geq \frac{\psi_k}{4} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

h<sub>0</sub> désignant l'épaisseur du hourdis et les autres symboles gardant les mêmes significations et valeurs que ci-dessus.

Ces conditions s'appliquent dans tous les cas aux armatures en travée et aux armatures sur appui.

Article 53. — Poteaux.  
 Simplifications de calcul et dispositions constructives.

53.1. Calcul des efforts sollicitant les poteaux.

\* La surcharge visée est la surcharge d'exploitation et dans sa comparaison avec la charge permanente il n'y a pas lieu de lui appliquer de coefficient de pondération.

Cependant pour les dalles telles que  $\rho \leq 0,40$  et qui seraient calculées comme des poutres dans le sens de la petite portée  $l_x$ , les atténuations suivantes sont admises pour les armatures sur appui parallèles à  $l_x$  exclusivement :

Si les armatures en travée sont susceptibles d'équilibrer le moment en travée  $M_x$ , relatif à la poutre sur appuis simples, la condition (2) peut ne pas être satisfaite pour les armatures sur appui ;

Si les armatures en travée ne sont pas susceptibles d'équilibrer le moment  $M_x$ , la somme des quantités

$$\frac{A_x}{b h_x}$$

afférentes aux armatures en travée et sur appui doit être au moins égale au double de la valeur du second membre de l'inégalité (2).

Article 53. — *Poteaux. Simplifications de calcul et dispositions constructives.*

53.1. Calcul des efforts sollicitant les poteaux.

A défaut de leur détermination par des méthodes prenant en compte la continuité des poteaux et des autres éléments de la construction, on peut, dans les bâtiments où la surcharge variable \* est au plus égale à 1,5 fois la charge permanente, évaluer les efforts sollicitant les poteaux en appliquant les règles simplifiées suivantes.

53.1.1. Evaluation des charges verticales :

Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des surcharges dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres).

Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solitaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

De 15 p. 100 pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées ;

De 10 p. 100 pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

les charges évaluées sur les poteaux de rive dans l'hypothèse de la discontinuité n'étant pas réduites.

\*\* La règle ci-dessus a été admise par souci de simplification ; pour les poteaux intermédiaires elle ne conduit pas à des charges très notablement différentes de celles que donneraient des calculs plus complexes ; elle conduit à surestimer les charges des poteaux de rive ce qui compense, plus ou moins, quant à la sécurité, la non-prise en compte des efforts de flexion qui sollicitent ces poteaux. L'attention est attirée sur ce que négliger les moments de flexion dans les poteaux de rive n'est légitime que si le rapport de la raideur des planchers à la raideur des poteaux est, soit suffisamment grand (cas le plus fréquent), soit suffisamment petit (exceptionnel).

\*\*\* Il est bien évident que la méthode proposée ne saurait être considérée comme définissant un fonctionnement des ossatures rigoureusement conforme à la réalité ; on peut la remplacer par tout autre schéma logique de fonctionnement. Si l'ossature est déterminée pour résister aux efforts résultant d'un tel schéma, on peut admettre que la sécurité à rupture ne dépend pas du schéma employé, sous réserve que la ruine du système ne puisse survenir par une rupture de caractère fragile ou par instabilité de forme d'un ou de plusieurs de ses éléments, mais bien par la formation d'articulations à caractère plastique.

Dans la hauteur de l'étage inférieur, il n'est pas apparu possible de fixer de règles précises concernant la position des points de moment nul dans les poteaux. Celle-ci dépend des liaisons avec les poutres du premier plancher et avec les fondations et des conditions de déformation des fondations. Le projeteur est souvent conduit à faire successivement deux hypothèses dont il est assuré qu'elles encadrent la réalité. Il convient de remarquer que dans les circonstances les plus courantes, la liaison des poteaux à leur fondation se rapproche davantage d'une articulation que d'un encastrement.

Il convient d'ailleurs de noter qu'il est généralement onéreux d'assurer le contreventement des bâtiments d'habitation à grand nombre d'étages en considérant des portiques superposés pour résister aux actions du vent. Il est bien préférable de constituer des pans verticaux de contreventement dont la rigidité est assurée par des triangulations, des voiles en béton armé, des panneaux de maçonnerie porteuse ou même des panneaux de remplissage de résistance suffisante.

53.2. Flambement.

Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte à faux, il est tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rives. \*\*

### 53.1.2. Evaluation des efforts dus aux forces horizontales : \*\*\*

Les efforts qui agissent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages peuvent, à défaut de calculs plus précis, être évalués à partir d'hypothèses logiques simples.

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, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on peut admettre :

Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie desdits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8 ;

Que les poteaux des étages courants sont encastres 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 fondations ainsi que des conditions de déformation des fondations.

Que 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.

### 53.1.3. Fondations excentrées :

En cas de fondations excentrées, on prend des mesures pour pallier les effets de l'excentrement (poutres de redressement, etc.) ou bien on détermine, dans les conditions probables de la déformation, la position de la résultante des réactions de la fondation et on tient compte des effets de l'excentrement correspondant tant sur la semelle que sur le poteau et les poutres qu'il supporte.

### 53.2. Flambement.

La longueur de flambement  $l_0$  est déterminée en fonction de la longueur libre  $l$ , des pièces et de leurs liaisons effectives.

#### 53.2.1. Evaluation de la longueur libre :

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

### 53.2.3.

Ces règles pourraient conduire à des évaluations trop favorables dans un bâtiment contreventé par portiques. En ce dernier cas, il est recommandé d'étudier de façon précise les conditions de stabilité élastique de l'ossature.

### 53.3. Jonctions avec les semelles de fondation.

Dans le cas où les poteaux sont sollicités au niveau supérieur des semelles par des moments fléchissants susceptibles de donner 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. C'est notamment le cas où, sous la sollicitation du second genre la section de base du poteau est partiellement tendue.

### Article 54. — Planchers.

#### 54.1. Définition et règles générales.



La longueur libre  $l_0$  des poteaux d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert est comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher haut du sous-sol au sommet du poteau.

53.2.2. Valeurs de  $l_0$  :

S'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de réduire la longueur de flambement, cette longueur  $l_0$  est prise égale à :

- $2l_0$  si la pièce est libre à une extrémité et encastrée à l'autre ;
- $l_0$  si la pièce est articulée aux deux extrémités ;
- $l_0$  si la pièce est encastrée aux deux extrémités dans le cas où ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement ;
- $\frac{l_0}{\sqrt{2}}$  si la pièce est articulée à une extrémité et encastrée à l'autre ;
- $\frac{l_0}{2}$  si la pièce est encastrée aux deux extrémités dans le cas où ces deux extrémités sont empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

53.2.3. Cas de bâtiments à étages multiples :

Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur  $l_0$  est prise égale à :

- 0,7  $l_0$  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 ;
- 0,9  $l_0$  dans tous les autres cas.

53.3. Jonctions avec les semelles de fondation.

Aux jonctions des poteaux avec les semelles de fondation, on vérifie les conditions de transmission des efforts des poteaux aux semelles et les conditions d'ancrage des barres.

Article 54. — Planchers.

54.1. Définition et règles générales.

Un plancher est un système de poutres et de poutrelles reliant des nervures d'un même hourdis horizontal, qui est sollicité par des surcharges pesantes.

54.1.1.

Lorsqu'une poutre est effectivement solidarifiée par armatures avec ses appuis en béton armé, il n'y a pas lieu, en général, de faire une vérification particulière des effets des réactions sur les appuis. Par contre, lorsque les poutres portent sur des massifs ou des murs en maçonnerie ou en béton non armé, la portée est éventuellement comptée entre points d'application des résultantes des pressions. Pour fixer ces points d'application, on peut admettre une répartition linéaire des pressions, la valeur maximale étant égale à la contrainte admissible sur la maçonnerie.

Il y a souvent intérêt, pour éviter les épaufrures d'arêtes des appuis en maçonnerie, à adopter une disposition qui ne charge pas les murs ou massifs au droit des arêtes mais en retrait de celles-ci (voir croquis).

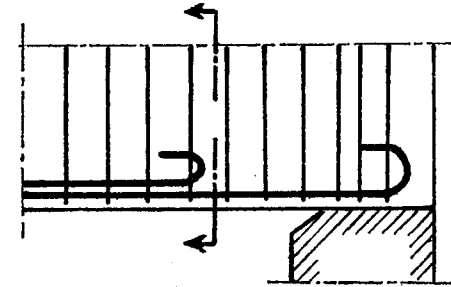


Figure 13.

54.1.2.

Il y a lieu de s'assurer que le moment d'encastrement est bien équilibré par les réactions du massif d'appui (cas d'une poutre s'appuyant dans un mur) ou par celles des éléments aboutissant au nœud d'appui de la poutre (cas d'une ossature).

54.2. Calcul des moments fléchissants des poutres et poutrelles.

54.2.2.

Les calculs des planchers conduits suivant les méthodes de continuité théorique appellent les remarques suivantes :

- 1) A moins de complications excessives, ces calculs :

- ne prennent pas en compte les variations du facteur  $\eta$  le long de la ligne moyenne des poutres ;

54.1.1. Portées des poutres et poutrelles :

Sauf dans le cas exceptionnel de poutres munies d'appareils d'appui, la portée à introduire dans les calculs est la portée mesurée entre nus intérieurs des appuis, sous réserve du contrôle des effets des réactions sur les appuis.

54.1.2. Sections d'encastrement à vérifier dans les poutres continues ou partiellement encastrees :

Dans les éléments continus ou solidaires de leurs appuis, les sections pour lesquelles on doit s'assurer de la résistance aux moments de continuité sont les sections des nus intérieurs des appuis, sous réserve du contrôle des effets des réactions sur les appuis ou sur les nœuds qui doivent équilibrer les moments d'encastrement.

54.2. Calcul des moments fléchissants des poutres et poutrelles.

54.2.1. Conventions :

Dans une poutre supposée horizontale supportant des charges verticales, les moments fléchissants sont considérés :

Comme positifs s'ils engendrent des tractions sur les fibres inférieures ;

Comme négatifs s'ils engendrent des tractions sur les fibres supérieures.

54.2.2. Méthodes de calcul autorisées :

Les moments fléchissants peuvent être calculés, dans les hypothèses correspondant aux liaisons réalisées soit par les méthodes de la résistance des matériaux classique, soit par les méthodes simplifiées et approximatives indiquées aux articles 55 et 56 et à l'annexe A 1.

Toutefois ces méthodes simplifiées ne doivent être employées que dans les domaines de validité qui leur sont impartis.

— négligent ou font intervenir le plus souvent d'une façon empirique les raideurs de torsion ou de flexion des éléments porteurs ;

— ignorent les imperfections des encastresments élastiques qui sont dues aux déformations de scellement des armatures de traction des poutres dans l'épaisseur des appuis.

Il convient de remarquer que les ingénieurs qui appliquent des méthodes de continuité théorique en négligeant ces variations sont en général conduits à surestimer les moments sur appuis et à sous-estimer les moments en travée ; il serait préférable, dans la majorité des cas, de faire l'inverse.

- ii) Sous l'action des charges permanentes, les effets de continuité dépendent essentiellement de l'échelonnement dans le temps des opérations d'exécution et de décoffrage des travées successives. Si ces opérations ne font pas l'objet d'un programme fixé à l'avance et scrupuleusement suivi — ce qui est généralement le cas sur des chantiers de bâtiments — tout calcul en continuité théorique risque d'être assez éloigné des conditions réelles de fonctionnement, au moins sous l'effet du poids propre.
- iii) Sous l'action des surcharges susceptibles de variations rapides, les éléments de construction dont les dimensions et les armatures sont déterminées pour équilibrer des efforts voisins de ceux auxquels conduisent les calculs classiques de continuité — dans les conditions les plus défavorables de distribution des surcharges — se fissurent moins et présentent une meilleure tenue dans le temps que les éléments calculés en prenant en compte des moments de continuité notablement plus faibles que ceux correspondant aux calculs en continuité théorique ; cette constatation n'apparaît avec netteté que dans les planchers où les surcharges variables sont notablement plus importantes que les charges permanentes.
- iv) Lorsque l'on procède à des essais par chargement direct de travées continues, la répercussion des effets des charges dans les travées autres que celles directement chargées s'atténue plus rapidement que ne l'indiquent les calculs en continuité théorique. Il en résulte qu'il est légitime de limiter l'étude des effets des charges aux travées voisines de celles considérées.
- v) Dans les immeubles à usage d'habitation et dans la plupart des immeubles administratifs ou à usage de bureaux, les surcharges sont du même ordre que les charges permanentes. Pour de telles constructions, il est donc parfaitement légitime de substituer à des calculs théoriques dont la précision risque d'être souvent illusoire, des règles simples et raisonnables conformes aux usages de la plupart des bureaux d'études.  
De telles règles ont d'ailleurs reçu la sanction de l'expérience puisque les planchers à surcharge modérée auxquels elles ont été appliquées se sont en général bien comportés. En tout état de cause, comme l'ont montré des expériences récentes, elles donnent une sécurité à la rupture très suffisante.

54.3. Cas particulier des charges appliquées au voisinage des appuis d'une poutre.

\* Les prescriptions ci-dessus visent le cas d'appuis constitués par des poteaux en béton armé et non, en principe, le cas d'appuis constitués par des poutres ou par des maçonneries.

Article 55. — *Méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée.*

55.1. Domaine de validité.

Les règles ci-après sont donc applicables en principe — sous réserve qu'ils ne comportent pas de revêtements spécialement fragiles — aux planchers d'habitation, aux planchers des bâtiments à usage de bureaux, de locaux d'enseignement et d'hospitalisation, mais elles ne doivent pas être appliquées aux planchers à fortes surcharges tels que les planchers de magasins ou d'entrepôts, de salles de spectacle et de danse.

55.2. Evaluation des charges transmises aux différents éléments.

Il est rappelé que les normes en vigueur prévoient que les éléments porteurs supportant une surface importante de planchers (poutres principales de grande portée, poteaux) peuvent, si les conditions réelles d'exploitation le justifient, être calculés pour une surcharge inférieure à celle ayant servi de base aux calculs des éléments secondaires (hourdis, poutrelles).

Le C. P. S. indique éventuellement dans quelles conditions précises ce texte peut être appliqué.

54.3. Cas particulier des charges appliquées au voisinage des appuis d'une poutre.

Dans le cas où des charges sont appliquées au voisinage des appuis, on tient compte des effets de transmission directe de la façon suivante :

A partir du point  $A_1$ , projection sur le plan moyen de la poutre du centre de gravité de la section par le plan du nu de l'appui de l'armature inférieure de cette poutre, on trace une ligne faisant avec la verticale un angle  $\theta$  tel que  $\text{tg } \theta = 0,75$  que l'on prolonge jusqu'à la face supérieure de la poutre en  $A_2$ .

Les charges ou fractions de charges appliquées à la poutre à l'intérieur du triangle

$A A_1 A_2$  ou entre  $A$  et  $A_2$  ne sont pas prises en compte dans le calcul des armatures transversales, étriers ou barres pliées.

En revanche, on prend en compte l'effort tranchant résultant de la totalité des charges appliquées dans la vérification concernant les sections d'appui. \*

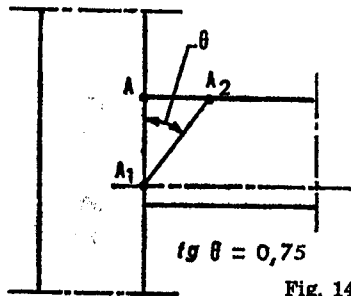


Fig. 14.

Article 55. — Méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée.

55.1. Domaine de validité.

Les règles ci-après ne sont applicables qu'aux éléments fléchis de plancher, poutres, poutrelles et dalles portant dans un seul sens, pour lesquels :

La fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celle des revêtements ;

La somme des surcharges variables qui peuvent leur être appliquées est inférieure à une fois et demie (1,5 fois) la somme des charges permanentes (dans cette évaluation, les surcharges variables ne sont pas pondérées) ;

Les éléments solidaires ont une même section constante dans leurs différentes travées.

55.2. Evaluation des charges transmises aux différents éléments.

Pour l'évaluation des charges transmises par les hourdis aux poutrelles, par les poutrelles aux poutres et par les poutres aux poteaux, on peut admettre la discontinuité des différents éléments, exception faite toutefois :

Des travées de rive de poutrelles et poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en considération les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 p. 100 s'il s'agit de poutres à deux travées et de 10 p. 100 s'il s'agit de poutres à plus de deux travées ;

Des travées de rive prolongées par une console où l'on tient compte de l'effet de console.

55.3. Moments fléchissants pris en compte.

\* Dans le cas particulièrement fréquent où les moments sur appuis d'une même travée sont choisis égaux, cette condition s'énonce simplement :

« La somme du moment maximal en travée  $M_t$  et de la valeur absolue commune des moments sur appuis doit être au moins égale à  $1,15 M_o$ . »

*Caylon*  
*44-14*

\*\* Ci-après quelques exemples de choix possibles :

Cas de travées intermédiaires de section constante telles que les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées des deux travées qui l'encadrent soient tous deux compris entre 0,80 et 1,25. Les moments  $M_w$  et  $M_o$  sont choisis égaux :

— $M_w$	$M_o$	— $M_o$
— 0,40 $M_o$	+ 0,75 $M_o$	— 0,40 $M_o$
— 0,48 $M_o$	+ 0,67 $M_o$	— 0,48 $M_o$
— 0,50 $M_o$	+ 0,65 $M_o$	— 0,50 $M_o$
— 0,60 $M_o$	+ 0,55 $M_o$	— 0,60 $M_o$
— 0,65 $M_o$	+ 0,50 $M_o$	— 0,65 $M_o$

55.3. Moments fléchissants pris en compte.

55.3.1. Cas d'éléments à travées solidaires de section constante, les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës étant tous deux compris entre 0,80 et 1,25 :

Si  $M_o$  est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ;

Si  $M_w$  et  $M_e$  sont respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et  $M_t$  le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de l'élément considéré ;

Si  $x_o$  est la distance à l'appui de gauche de la section où se produit le moment maximal en travée correspondant à la ligne de fermeture  $M_w$ ,  $M_e$ , du diagramme des moments en travée indépendante,

on doit vérifier l'inégalité :

$$M_t + M_w \frac{l - x_o}{l} + M_e \frac{x_o}{l} \geq 1,15 M_o \quad *$$

De plus, le moment maximal en travée  $M_t$  n'est pas inférieur à :

- 0,50  $M_o$  dans le cas d'une travée intermédiaire ;
- 0,60  $M_o$  dans le cas d'une travée de rive,

et la valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

- 0,60  $M_o$  dans le cas d'une poutre à deux travées ;
- 0,50  $M_o$  dans le cas des appuis voisins de l'appui de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,40  $M_o$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections 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, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée. \*\*

Cas d'une travée de rive telle que le rapport de sa portée à celle de la travée contiguë est compris entre 0,80 et 1,25.

a) Charge concentrée  $Q$  appliquée au milieu de la portée libre :

$$M_o = \frac{Ql}{4} \quad x_o = \frac{l}{2}$$

$$M_t \geq 1,15 M_o - \frac{M_w + M_e}{2}$$

	$M_w$ appui de rive.	$M_t$	$M_e$ appui intermédiaire.
Encastrement	0	+ 0,90 $M_o$	- 0,50 $M_o$ (au moins 3 travées)
négligeable	0	+ 0,85 $M_o$	- 0,60 $M_o$
en rive.	0	+ 0,80 $M_o$	- 0,70 $M_o$
	0	+ 0,75 $M_o$	- 0,80 $M_o$
Encastrement	- 0,20 $M_o$	+ 0,80 $M_o$	- 0,50 $M_o$ (au moins 3 travées)
admissible	- 0,20 $M_o$	+ 0,75 $M_o$	- 0,60 $M_o$
en rive:	- 0,20 $M_o$	+ 0,70 $M_o$	- 0,70 $M_o$
	- 0,20 $M_o$	+ 0,65 $M_o$	- 0,80 $M_o$
Encastrement	- 0,40 $M_o$	+ 0,70 $M_o$	- 0,50 $M_o$ (au moins 3 travées)
admissible	- 0,40 $M_o$	+ 0,65 $M_o$	- 0,60 $M_o$
en rive:	- 0,40 $M_o$	+ 0,60 $M_o$	- 0,70 $M_o$
	- 0,40 $M_o$	+ 0,60 $M_o$	- 0,80 $M_o$

b) Charge uniformément répartie  $q$  :

$$M_o = \frac{ql^2}{8}, \quad x_o = \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{ql}$$

$$M_t \geq 1,15 M_o - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{ql^2}$$

	$M_w$ appui de rive.	$M_t$	$M_e$ appui intermédiaire.
Encastrement	0	+ 0,93 $M_o$	- 0,50 $M_o$ (au moins 3 travées)
négligeable	0	+ 0,90 $M_o$	- 0,60 $M_o$
en rive.	0	+ 0,86 $M_o$	- 0,70 $M_o$
	0	+ 0,83 $M_o$	- 0,80 $M_o$
Encastrement	- 0,20 $M_o$	+ 0,81 $M_o$	- 0,50 $M_o$ (au moins 3 travées)
admissible	- 0,20 $M_o$	+ 0,77 $M_o$	- 0,60 $M_o$
en rive:	- 0,20 $M_o$	+ 0,73 $M_o$	- 0,70 $M_o$
	- 0,20 $M_o$	+ 0,70 $M_o$	- 0,80 $M_o$
Encastrement	- 0,40 $M_o$	+ 0,705 $M_o$	- 0,50 $M_o$ (au moins 3 travées)
admissible	- 0,40 $M_o$	+ 0,655 $M_o$	- 0,60 $M_o$
en rive:	- 0,40 $M_o$	+ 0,61 $M_o$	- 0,70 $M_o$
	- 0,40 $M_o$	+ 0,60 $M_o$	- 0,80 $M_o$

Même dans le cas restrictif des rapports de portées visées en 55.3.1, il est difficile de donner des règles générales permettant de déterminer *a priori* les longueurs des armatures supérieures (chapeaux) et des armatures inférieures de deuxième lit. On peut seulement indiquer que dans le cas de planchers

où  $p < g$  et si l'on prend des moments de continuité dont les valeurs sont voisines des valeurs minimales fixées ci-dessus, les armatures supérieures (chapeaux) doivent avoir une longueur au moins égale au cinquième (1/5) de la portée libre de la plus grande des travées encadrant l'appui considéré. Cette longueur du cinquième peut être insuffisante dans des travées de rive plus courtes que la travée adjacente, surtout si le moment de continuité n'est pas voisin du minimum fixé.

En tout état de cause, l'attention des projeteurs est appelée sur les points suivants :

a) 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.

b) 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  $45^\circ$ . Il est donc recommandé d'adopter la disposition de la figure lorsqu'on emploie des crochets.

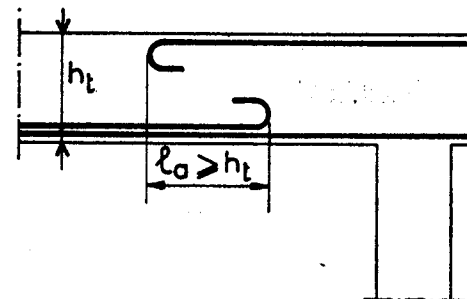


Figure 15.

55.3.2.

Dans le cas où les rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées des travées contiguës ne sont pas tous deux compris entre 0,80 et 1,25, il est nécessaire d'étudier séparément les effets des charges permanentes et ceux des surcharges, ces dernières étant disposées dans les conditions plausibles les plus défavorables. Dans le cas de travées de portées très inégales, il est évident que des armatures supérieures doivent être prévues éventuellement sur toute la longueur de la petite travée.

On peut aussi appliquer la méthode définie à l'article 56, mais pour tenir compte dans une mesure raisonnable des phénomènes d'adaptation, il est loisible de prendre des valeurs des moments fléchissants sur appuis, sous l'action des charges permanentes, égaux aux deux tiers (2/3) des valeurs trouvées par application directe de la méthode de l'article 56. Ces moments réduits servant à tracer les lignes de fermeture des diagrammes des moments, les valeurs des moments fléchissants en travée se trouvent majorées par rapport à celles résultant de l'application directe de la méthode de l'article 56.

55.3.2. Cas d'éléments à travées solidaires de section constante, l'un au moins des rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées des travées contiguës étant inférieur à 0,80 ou supérieur à 1,25 :

Dans ce cas on peut encore appliquer les règles définies ci-dessus, mais au lieu de le faire globalement pour l'ensemble des charges et surcharges, il convient d'étudier séparément l'effet des charges permanentes et celui des surcharges dans les différentes hypothèses plausibles de répartition de celles-ci.

On peut aussi appliquer la méthode définie ci-après à l'article 56 pour les planchers à forte surcharge, mais il est alors loisible de réduire les valeurs absolues des moments fléchissants sur appuis sous l'effet des charges permanentes aux deux tiers (2/3) de celles trouvées, les moments en travée étant évidemment majorés en conséquence.

Il est bien évident qu'on peut appliquer la méthode définie à l'article 56, même dans les conditions restrictives de portées visées à l'article 55.3.1 ; il n'est alors pas nécessaire de vérifier les inégalités fixées dans le même article.

55.4. Calcul des efforts tranchants.

Article 56. — *Méthode de calcul applicable aux planchers à forte surcharge.*

56.1. Calcul des moments fléchissants.

La « méthode approchée pour le calcul des poutres continues solidaires (ou non) des poteaux qui les supportent sous l'action des charges verticales », exposée en annexe A1, est due à M. Caquot ; elle tient compte implicitement des variations d'inertie résultant de la présence des tables de compression en travée et de la réduction des moments sur appuis qui en est la conséquence.

56.2. Calcul des efforts tranchants.

Le calcul effectué en appliquant la méthode théorique des poutres continues aux poutres secondaires et aux poutres principales est laborieux (chargement de surfaces disposées en damiers). C'est pour éviter cette complication qu'a été précisée la tolérance faisant l'objet du dernier alinéa.

Article 57. — *Hourdis sur appuis continus.*

Le présent article précise les modalités d'application des articles 27 et 39, relatifs aux plaques, aux hourdis sur appuis continus, poutres ou murs, des bâtiments courants.

57.1. Panneaux longs uniformément chargés.

Les panneaux longs sont les éléments rectangulaires de hourdis formant plaques élémentaires dont le rapport de la petite à la grande porte (mesurées entre nus des appuis) est inférieur à 0,4.

#### 55.4. Calcul des efforts tranchants.

Les efforts tranchants peuvent être calculés en faisant abstraction de la continuité, sauf dans le cas des travées de rive où il est tenu compte soit des moments de continuité évalués, soit des majorations forfaitaires de 15 p. 100 et 10 p. 100 fixées en 55.2.

#### Article 56. — *Méthode de calcul applicable aux planchers à forte surcharge.*

##### 56.1. Calcul des moments fléchissants.

Dans le cas de planchers à forte surcharge, il convient, si l'on veut limiter la fissuration, d'adopter, au moins sous l'action des surcharges, des valeurs des moments fléchissants sur appuis se rapprochant de celles que donne la théorie classique des poutres continues. On procède de même dans le cas de planchers où la fissuration éventuelle du béton armé risquerait d'être préjudiciable à la tenue de l'ouvrage ou à celle des revêtements. On peut, par exemple, utiliser la méthode de continuité simplifiée exposée à l'annexe A 1, aussi bien pour l'évaluation des charges et surcharges transmises à un élément porteur que pour celle des moments fléchissants et efforts tranchants d'un élément quelconque (porteur ou porté).

##### 56.2. Calcul des efforts tranchants.

Pour déterminer les effets des surcharges variables sur un élément de plancher, on considère l'application de ces surcharges sur les deux travées d'éléments transmettant les charges à l'élément porteur envisagé et situées de part et d'autre de ce dernier; les réactions correspondantes peuvent être calculées en prenant en compte les moments de continuité évalués par la méthode approchée définie à l'annexe A 1, en négligeant la solidarité avec les poteaux.

Les efforts tranchants dans les poutrelles et dans les poutres sont déterminés en tenant compte des moments de continuité.

Toutefois, dans le cas courant de planchers comportant des poutres maîtresses, des poutres secondaires et un hourdis, la règle vise uniquement l'évaluation des charges transmises aux poutres maîtresses. Pour déterminer les effets des surcharges sur les poutres secondaires, on suppose les hourdis discontinus au droit de celles-ci.

#### Article 57. — *Hourdis sur appuis continus.*

##### 57.1. Panneaux longs uniformément chargés.

Pour le calcul en poutre dans le sens de la petite portée on peut utiliser les méthodes des articles 55 ou 56 selon que les panneaux appartiennent à des planchers à surcharge modérée ou à des planchers à forte surcharge.

La section des armatures de répartition (c'est-à-dire parallèles aux grands côtés) par unité de longueur doit être au moins égale au quart de la section des armatures principales (c'est-à-dire parallèles au petit côté par unité de longueur).

##### 57.2. Autres panneaux uniformément chargés.

Les panneaux visés sont rectangulaires. Il est rappelé que leur calcul ressortit à la théorie élastique classique.

##### 57.3. Dispositions applicables à tous les panneaux.

###### 57.3.1.

Dans le calcul des contraintes normales sur des sections fléchies on tient compte de la position de chaque lit pour évaluer la hauteur utile de la section qui lui est normale.

#### Article 58. — *Planchers à corps creux.*

##### 58.1. Domaine d'application.



Si le panneau est appuyé le long des petits côtés, et s'il est solidaire de ces appuis ou de hourdis adjacents, les chapeaux qu'il y a lieu de prévoir sur ces petits côtés doivent présenter une section au moins égale à la moitié de celle des armatures principales par unité de longueur.

#### 57.2. Autres panneaux uniformément chargés.

Si un panneau appartient à un hourdis continu ou s'il est lié à des appuis de rive susceptibles de lui fournir un encastrement partiel, on peut réduire de 25 p. 100 dans le premier cas et de 15 p. 100 dans le second les valeurs des moments fléchissants maxima évalués dans l'hypothèse de l'articulation sur les appuis de rive.

Les moments d'encastrement correspondants sont respectivement les cinquante centièmes (50/100) et les trente centièmes (30/100) des mêmes moments fléchissants.

#### 57.3. Dispositions applicables à tous les panneaux.

57.3.1. Le lit d'armatures le plus proche de la face tendue est, sauf exceptions justifiées, celui dont les aciers constitutifs sont parallèles au petit côté du panneau.

57.3.2. L'épaisseur minimale d'un hourdis coulé sur place est de :

- 4 cm s'il est associé à des corps creux ou à une protection auxiliaire équivalente ;
- 5 cm dans les autres cas.

L'épaisseur d'un hourdis préfabriqué en atelier n'est pas inférieure aux trois quarts (3/4) de celle qui est fixée ci-dessus.

57.3.3 Dans un hourdis ne supportant que des charges ou surcharges uniformément réparties, l'écartement des armatures ne doit pas dépasser :

- Trois fois l'épaisseur du hourdis, ni 33 cm, pour les armatures disposées suivant la petite portée ;
- Quatre fois l'épaisseur du hourdis, ni 45 cm, pour les armatures disposées suivant la grande portée.

Dans un hourdis supportant des charges ou surcharges localisées les écartements maximaux ci-dessus sont respectivement ramenés à :

- Deux fois l'épaisseur du hourdis et 22 cm ;
- Trois fois l'épaisseur du hourdis et 33 cm.

57.3.4. Si un panneau est lié à des appuis de rive non susceptibles de lui fournir un encastrement partiel dont il puisse être fait état dans le calcul des moments fléchissants, ce panneau doit néanmoins comporter sur ces appuis des armatures en chapeaux qui satisfassent à la condition de pourcentage minimal.

### Article 58. — Planchers à corps creux.

#### 58.1. Domaine d'application.

Les prescriptions ci-après concernent les planchers à corps creux dont les nervures et les hourdis sont bétonnés en place. Elles s'appliquent uniquement aux planchers à surcharge modérée, visés à l'article 55.

#### 58.2. Hourdis.

\* L'utilité des armatures dans les hourdis sur corps creux est quelquefois contestée. Cependant, de telles armatures sont utiles :

- pour limiter les risques de fissuration par retrait ;
- pour résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- pour réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées, notamment de celles correspondant aux cloisons.

Les risques de fissuration par retrait sont d'autant plus graves que les ciments utilisés actuellement présentent souvent des retraits accentués et l'utilisation de certains revêtements relativement fragiles peut accentuer les inconvénients des fissurations éventuelles.

Le fait de fixer une section minimale pour les armatures perpendiculaires aux nervures ne dispense pas de vérifier que la contrainte n'y dépasse pas la contrainte admissible  $\bar{\sigma}_s$  lorsque le hourdis supporte une charge localisée importante (cloison par exemple) ; on peut ainsi être conduit à augmenter cette section.

#### 58.3. Nervures.

\* Les prescriptions ci-dessus s'appliquent lorsque les résistances mécaniques des corps creux sont du même ordre que celles du béton des nervures ; les corps creux en terre cuite satisfont couramment à cette condition, les corps creux en sable et ciment ne peuvent y satisfaire que s'ils sont de très bonne qualité.

Dans tous les cas, il faut réaliser une adhérence aussi bonne que possible entre béton et corps creux ; s'il s'agit de corps creux en céramique ou en sable et ciment, ceux-ci sont convenablement humidifiés avant le commencement du bétonnage.

58.2. Hourdis.

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p. m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- 33 cm (3 p. m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

Quand l'écartement entre axes des nervures est au plus égal à 50 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en centimètres carrés par mètre linéaire doit être au

moins égale à  $\frac{2.160}{\sigma_{an}}$ ,  $\sigma_{an}$  étant la limite d'élasticité nominale de

l'acier utilisé exprimée en bars.

Quand l'écartement  $l_n$  entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en centimètres carrés par mètre linéaire doit être au moins égale à :

$$0,02 l_n \frac{2.160}{\sigma_{an}} = \frac{43 l_n}{\sigma_{an}}$$

$l_n$  étant exprimé en centimètres, avec tolérance en moins de 5 p. 100 s'il est utilisé des armatures en acier doux.

Quant aux armatures parallèles aux nervures autres que les armatures supérieures des poutrelles, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires. \*

58.3. Nervures.

Les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les nervures sont calculés suivant les prescriptions de l'article 55.

Si les corps creux présentent des résistances mécaniques suffisantes et si les conditions d'exécution permettent de compter sur une bonne adhérence au béton, on peut, par dérogation à l'article 25, tenir compte de la résistance des corps creux dans les conditions ci-après :

On calcule la contrainte tangente  $\tau_b$  en faisant intervenir une largeur fictive de la nervure égale à la largeur réelle augmentée de l'épaisseur des parois des corps creux en contact avec la nervure. Aucune armature transversale n'est requise dans les planchers où nervures et hourdis sont bétonnés en même temps si la contrainte  $\tau_b$ , calculée comme précisé ci-dessus, est au plus égale aux trois quarts

de la contrainte de traction de référence  $\left( \tau_b \leq \frac{3 \bar{\sigma}_b}{4} \right)$ . Si  $\tau_b > \frac{3 \bar{\sigma}_b}{4}$ ,

on applique l'article 25 pour le calcul des armatures transversales. \*

58.4. Flèches.

Pour calculer les flèches des poutrelles de planchers à hourdis creux, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les poutres en commentaire de l'article 61. Il est loisible en ce cas d'appliquer à la valeur calculée de la flèche totale une réduction forfaitaire de vingt pour cent.

On peut cependant se dispenser de donner une justification de la rigidité des planchers à hourdis creux lorsque le rapport  $\frac{h_t}{l}$  de la hauteur de section des nervures (épaisseur de dalle comprise) à la portée libre est au moins égal à  $\frac{1}{15} \frac{M_t}{M_o}$ ,  $M_t$  étant le moment fléchissant maximal en travée, sous réserve que le pourcentage d'armatures  $\bar{\omega}_o = \frac{A}{b_o h}$  soit inférieur à  $\frac{36}{\sigma_{an}}$ ,  $b_o$  désignant la largeur des nervures et  $\sigma_{an}$  la limite d'élasticité nominale des armatures tendues.

De plus cette tolérance autorisant à ne pas justifier la rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport  $\frac{h_t}{l}$  est au moins égal à  $\frac{1}{22,5}$ .

Article 59. — Planchers à poutrelles préfabriquées.

59.3.

Les dispositions des planchers à poutrelles préfabriquées doivent permettre d'assurer une répartition satisfaisante des charges localisées entre poutrelles voisines. Les sections d'armatures des hourdis doivent notamment permettre d'assurer la répartition transversale sur plusieurs poutrelles, dans les conditions requises, des charges localisées des cloisons.

59.4.

La réalisation de liaisons correctes et efficaces constitue la difficulté majeure de l'utilisation d'éléments préfabriqués. Il est cependant essentiel que de telles liaisons existent si l'on veut que les techniques de la préfabrication permettent de réaliser des ossatures monolithes comme le sont les ossatures traditionnelles de béton armé. Les règles données ont pour objet d'obliger les constructeurs à étudier avec attention ces liaisons.

58.4. Flèches.

L'épaisseur des planchers à hourdis creux doit être telle que leurs déformations restent suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par lesdits planchers, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

Article 59. — *Planchers à poutrelles préfabriquées.*

59.1. Lorsque, par application de l'article 63, la justification de planchers à poutrelles préfabriquées relève d'essais poussés jusqu'à rupture, ces essais portent sur la résistance des poutrelles et éventuellement sur celle des éléments associés aux poutrelles et celle de l'ensemble du plancher.

59.2. Dans le cas où des poutrelles préfabriquées doivent être étayées durant une phase de l'exécution des planchers, les dispositions d'étalement doivent être clairement mentionnées sur les plans.

59.3. Les hourdis coulés en place sur des corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm et leurs armatures doivent satisfaire aux conditions définies à l'article 58.

Les hourdis coulés en place sur des coffrages ne restant pas en œuvre doivent avoir, sauf justifications spéciales, une épaisseur minimale de 5 cm. Leurs armatures, qui doivent au minimum satisfaire aux conditions définies à l'article 58, font normalement l'objet de justifications.

59.4. Dans les planchers à surcharge modérée, les moments fléchissants dans les poutrelles peuvent être calculés suivant l'article 56, s'il est possible d'assurer la transmission de moments de continuité.

Dans tous les cas, même si les poutrelles sont calculées comme si elles reposaient sur des appuis simples, c'est-à-dire pour un moment maximal en travée égal à  $M_0$ , des armatures supérieures doivent être disposées aux appuis pour équilibrer un moment égal à  $-0,15 M_0$ .

59.5.

Pour évaluer les flèches des poutrelles préfabriquées, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les poutres en commentaire de l'article 61. L'attention des constructeurs est appelée sur les deux points suivants :

Il convient d'être prudent en ce qui concerne les effets des liaisons avec les éléments voisins ;

Il faut extrapoler avec circonspection les résultats des mesures de flèches faites sous charges rapidement croissantes à la détermination des déformations probables sous charges permanentes ou de longue durée.

Article 60. — *Problèmes particuliers concernant les poutres.*

60.1. *Parois fléchies.*

60.2. *Poutres supportant des murs.*

Une maçonnerie est de bonne qualité si elle satisfait aux conditions suivantes :

Ses matériaux constitutifs, éléments assemblés et mortier sont de résistance suffisante eu égard aux efforts équilibrés ;

Tous ses joints, quelle que soit leur direction, sont complètement remplis de mortier en contact intime avec les éléments assemblés ;

Si elle est assisée, ses joints verticaux sont en découpe d'une assise à l'autre ;

Si elle est à joints incertains, ces joints sont disposés de manière à ne pas former de coups de sabre de quelque étendue ;

Si les éléments assemblés ne présentent pas individuellement l'épaisseur totale de la maçonnerie, un nombre convenable d'éléments formant boutisses de toute l'épaisseur est prévu à l'unité de surface ;

La résistance de la maçonnerie à la compression est au moins de 100 bar dans toutes les directions.

Les lignes moyennes et les épaisseurs des voûtes de décharge doivent être telles que :

— d'une part, les contraintes normales dans les maçonneries soient exclusivement des compressions dont les valeurs maximales ne doivent pas dépasser les limites admissibles, soit, en principe et sauf justifications spéciales, 15 bar pour les maçonneries ordinaires de bonne qualité et 25 bar pour le gros béton ;

— d'autre part, les poussées des voûtes puissent être transmises aux poutres grâce au frottement de la maçonnerie sur le béton ou grâce à des dispositifs spéciaux.

Les armatures inférieures doivent être suffisantes pour équilibrer au nu de l'appui un effort de traction égal à l'effort tranchant et être ancrées à partir du nu de l'appui pour cet effort.

59.5. Les déformations des poutrelles préfabriquées doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par l'ossature en béton armé, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

Article 60. — *Problèmes particuliers concernant les poutres.*

60.1. *Parois fléchies.*

Les éléments fléchis pour lesquels la hauteur de section dépasse la moitié de la portée libre entre nus intérieurs des appuis sont calculés et établis en tenant compte de ce fait.

On peut, en particulier, utiliser les règles de calcul et les dispositions d'armatures indiquées à l'annexe A 4.

60.2. *Poutres supportant des murs.*

Les poutres supportant des murs en béton ou en maçonnerie de bonne qualité peuvent être établies en admettant qu'il se forme dans les maçonneries des voûtes de décharge susceptibles de reporter directement tout ou partie des charges sur les appuis.

Quand les conditions ainsi précisées sont remplies, on peut considérer que les poutres sont sollicitées par le seul poids de la maçonnerie au-dessous de l'intrados des voûtes et par les poussées de ces voûtes.

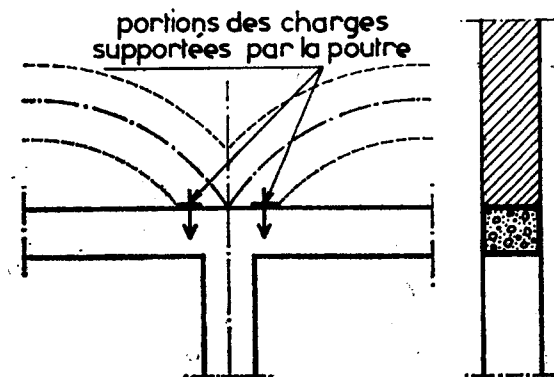


Figure 16.

Il peut se faire que les retombées des voûtes débordent des appuis ; il en résulte alors des efforts tranchants importants dans les poutres dont il ne faut pas manquer de tenir compte (fig. 16).

Les lignes moyennes des voûtes fictives doivent être tracées suivant un funiculaire des charges appliquées.

Des dispositions spéciales peuvent être nécessaires pour assurer la transmission des poussées des voûtes de décharge aux poutres au droit des appuis de rive et au droit des appuis des travées isolées.

Le coefficient de frottement de la maçonnerie sur le béton peut généralement être pris égal à 0,50.

Article 61. — *Limitation des flèches.*

61.1. *Dispositions générales.*

Parmi les incidents auxquels ont donné lieu depuis quelques années les constructions en béton armé, un grand nombre a pour cause la déformabilité excessive des éléments fléchis.

Il convient de noter d'ailleurs que ces incidents ne mettent généralement pas en cause la tenue des éléments en béton armé bien que ceux-ci aient pu être affectés par des fissures ; ce sont le plus souvent les revêtements de sols ou de plafonds et les cloisons qui ont accusé des désordres. Ceux-ci ne présentent pas sans doute de caractère de gravité du point de vue de la résistance mécanique, mais ils sont d'aspect gênant et leur réparation entraîne des frais importants.

Article 61. — *Limitation des flèches.*

61.1. Dispositions générales.

Les déformations des poutrelles, des poutres et des hourdis doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par l'ossature en béton armé, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformations excessives de leurs supports.

La fixation d'une limite de flexibilité des éléments de planchers soulève des difficultés de deux ordres :

En premier lieu, les calculs de détermination de la flèche des éléments considérés sous l'effet de systèmes de charges permanentes et de surcharges bien définis présentent des aléas dus à l'incertitude qui règne sur les valeurs du module de déformation et des moments d'inertie à prendre en compte ainsi que sur l'influence du retrait et celle des liaisons avec les éléments voisins ;

En second lieu, les données statistiques résultant de l'étude des dossiers de déclaration de sinistres ne permettent pas, présentement, de définir quelle limite du rapport  $f/l$  de la flèche à la portée ou quelle valeur absolue de la flèche il convient d'adopter ou, d'une façon plus générale, quelles conditions il faut réaliser pour avoir la quasi-certitude que des désordres ne se produiront pas dans les revêtements et les cloisons portés par des éléments de béton armé.

La question se pose cependant avec acuité de plus en plus grande en raison :

D'une part, des exigences formulées par certains maîtres d'ouvrages concernant la retombée des poutres ou l'épaisseur des planchers ;

D'autre part, de l'accroissement continu des contraintes admissibles, accroissement qui est parfaitement légitime du point de vue de la sécurité à rupture mais qui risque d'inciter les projecteurs à prévoir des éléments de déformabilité excessive ;

Enfin, de la réduction des délais de construction qui conduit à décoffrer plus vite les planchers, à les charger plus tôt, sans parler de l'utilisation de ciments de fabrication trop récente et de bétons trop mouillés qui entraînent des retraits et des fluages importants.

61.2. Dispositions de détail.

61.2.1. Poutres supportant des planchers :

i) D'une façon générale, on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches pour des poutres

dont le rapport  $\frac{h_t}{l}$  de la hauteur de section à la portée

libre est au moins égal à  $\frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$ ,  $M_t$  étant le moment

fléchissant maximal en travée, sous réserve que la section A d'armatures tendues soit telle que l'on ait

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}, \quad b_0 \text{ étant la largeur de la nervure, } h \text{ la hauteur}$$

utile de la poutre et  $\sigma_{en}$  la limite d'élasticité exprimée en bars à introduire dans les calculs pour lesdites armatures. La tolérance visée ci-dessus n'est applicable qu'à des poutres

associées à un hourdis pour lesquelles le rapport  $\frac{h_t}{l}$  est

au moins égal à  $\frac{1}{16}$  quelle que soit la valeur relative de  $M_t$ .

ii) Si ces conditions ne sont pas remplies, on peut, à défaut de justifications spéciales tenant compte notamment de la fissuration des zones tendues, procéder aux déterminations et vérifications ci-après.

61.2. Dispositions de détail.

Les prescriptions de l'article 50 relatives au calcul des flèches sont appliquées compte tenu des conditions particulières aux bâtiments courants.

Le calcul des flèches est conduit suivant les méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux.

Pour tenir compte de l'existence de fissures éventuelles dans les zones tendues, on substitue dans le calcul, au moment d'inertie  $I_t$  de la section totale rendue homogène, le moment d'inertie  $I_r$  défini par la relation :

$$I_r = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

dans laquelle les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont égaux à :

$$\lambda = \lambda_t = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \bar{\omega}} \quad \text{pour les charges de faible durée d'application ;}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \bar{\omega}} \quad \text{pour les charges permanentes ;}$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma_s + 3 \bar{\sigma}_b} \quad \text{si la valeur de } \mu \text{ résultant de cette expression est positive et à zéro dans le cas contraire.}$$

Dans ces expressions :

$\bar{\sigma}_b$  désigne la contrainte de traction de référence du béton, exprimée en bars ;

$\sigma_s$  la contrainte de traction effective de l'armature exprimée en bars et correspondant au cas de charge envisagé ;

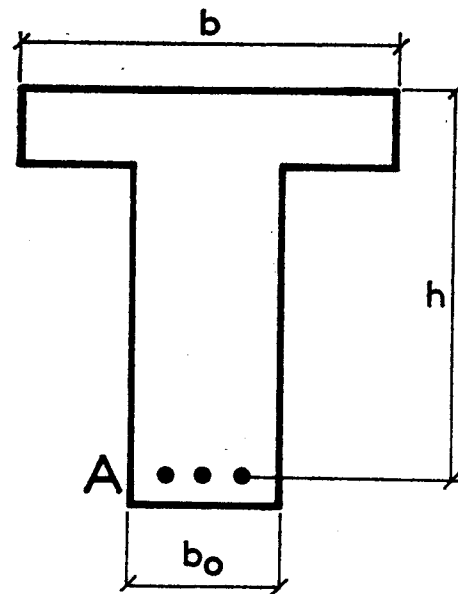


Figure 17.

ω le « pourcentage » ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure,

$$\omega = \frac{A}{b_o h}$$

b<sub>o</sub> la largeur de la nervure et b celle de la table de compression ;  
I<sub>t</sub> le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec n = 15.

Les courbures  $\frac{1}{r_o}$  et  $\frac{1}{r_\infty}$  sous charges de faible durée et de

longue durée d'application sont évaluées en prenant en compte respectivement les moments d'inertie I<sub>t1</sub> et I<sub>t∞</sub> correspondant à λ<sub>1</sub> et λ<sub>∞</sub> et les modules de déformation longitudinale E<sub>1</sub> et E<sub>∞</sub> définis à l'article 9.6 :

$$\frac{1}{r_o} = \frac{M}{E_1 I_{t1}} \qquad \frac{1}{r_\infty} = \frac{M}{E_\infty I_{t\infty}}$$

M désignant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f<sub>o</sub> et f<sub>∞</sub> sous charges de faible durée et de longue durée d'application sont égales à

$$f_o = \frac{MP^2}{10 E_1 I_{t1}} \qquad f_\infty = \frac{MP^2}{10 E_\infty I_{t\infty}}$$

ces expressions étant applicables aux cas des poutres ou nervures simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalle, continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée. Dans tous les cas, l désigne la portée mesurée entre nus d'appui de la travée considérée et M le moment fléchissant maximal produit dans cette travée par le système de charge envisagé. Ce moment ne doit pas être inférieur aux valeurs limites données à l'article 55.3.1.

La part de flèche totale qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds est constituée par la somme de l'augmentation de flèche f<sub>∞</sub>-f<sub>o</sub> due à la déformation différée sous poids propre, du supplément de flèche f<sub>∞</sub> relative aux charges permanentes mises en place après décintrement et de flèche f<sub>o</sub> due aux surcharges instantanées.

A défaut de données plus précises, on peut admettre que cette part de flèche totale ne doit pas dépasser, pour les éléments supportant des murs, des cloisons, des revêtements fragiles ou des poteaux les valeurs :

l/500 si la portée l est au plus égale à 5 mètres.  
0,5 cm + l/1.000 si la portée l est supérieure à 5 mètres.

En ce qui concerne les consoles, on peut également admettre à défaut de justifications plus précises, que les flèches f<sub>o</sub> et f<sub>∞</sub> subies par l'extrémité de la console sous l'action des charges de faible durée et de longue durée d'application, ont pour valeurs :

$$f_o = \frac{MP^2}{4 E_1 I_{t1}} \qquad f_\infty = \frac{MP^2}{4 E_\infty I_{t\infty}}$$

expressions où  $M$  désigne le moment dans la section d'encastrement. Il convient d'ajouter à la valeur de ces flèches, le déplacement résultant de la rotation de la section d'encastrement si cette rotation ne peut pas être considérée comme négligeable.

Dans les mêmes conditions que celles envisagées pour les poutres ou travées appuyées à leurs deux extrémités on doit vérifier que la part de flèche totale susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons ou des revêtements de sols ou de plafonds si la console en supporte, ne doit pas excéder :

$l/250$  si la portée  $l$  de la console est au plus égale à 2,50 mètres ;  
 $0,5 \text{ cm} + l/500$  si la portée  $l$  excède 2,50 mètres.

Pour de faibles valeurs de  $\sigma_a$ , c'est-à-dire, sous de faibles sollicitations, le coefficient  $\mu$  est nul : le moment d'inertie  $I_2$  est ainsi égal au moment d'inertie  $I_1$  de la section totale, ce qui est justifié par le fait que sous l'action de faibles charges la poutre n'est pas fissurée, sous réserve que ces charges soient les premières à intervenir.

Ceci met en évidence le fait qu'il est nécessaire de tenir compte, dans le calcul des déformations, de l'ordre dans lequel interviennent les diverses charges ou surcharges dont on veut évaluer les effets.

En particulier la détermination de la part de flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante :

On calcule en prenant en compte, dans l'évaluation de  $\mu$ , la valeur de  $\sigma_a$  correspondant au cas de charge envisagé :

- les flèches  $f_{e0}$  et  $f_{e\infty}$  dues à l'ensemble des charges permanentes ;
- la flèche  $f_{i0}$  due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons ;
- la flèche  $f_{e0}$  due à l'ensemble des charges et des surcharges supportées par l'élément considéré.

La part de flèche totale  $\Delta f_t$  qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur :

$$\Delta f_t = f_{e\infty} - f_{i0} + f_{e0} - f_{e0}$$

L'attention est attirée sur le caractère aléatoire du processus de déformation des poutres qui est étroitement lié à la formation et au développement de la fissuration, non seulement dans l'élément envisagé mais dans les éléments voisins qui n'ont pas été pris en compte dans l'estimation de la résistance mais qui peuvent concourir au renforcement de la rigidité de l'ensemble.

En conséquence, il serait vain de rechercher une identité entre la flèche  $\Delta f_t$  calculée et la flèche  $\Delta f_t$  mesurée en œuvre. La méthode de vérification exposée ci-dessus ne constitue donc qu'un ensemble d'opérations ayant pour but de s'assurer qu'en fonction des paramètres essentiels de la déformation, la structure présente une raideur acceptable eu égard aux fonctions qu'elle doit remplir.



## 61.2.2. Hourdis rectangulaires appuyés sur leurs quatre côtés :

i) On peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches des hourdis si les conditions suivantes sont réalisées :

1°  $M_x$  et  $M_y$  étant les moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans les sens  $l_x$  et  $l_y$  de la dalle supposée non encastrée sur ses appuis et non continue au-delà de ses appuis ( $M_x$  étant supposé supérieur à  $M_y$ ) et  $M_i$  le moment en travée par bande de largeur unité dans le sens  $l_x$ , compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité, le

rapport  $\frac{h_0}{l_x}$  est supérieur à  $\frac{1}{20} \frac{M_i}{M_x}$ ,  $M_i$  ne pouvant être pris inférieur à  $0,75 M_x$ .

2°  $A$  étant la section des armatures tendues par bande de largeur  $b$ ,  $h$  leur hauteur utile et  $\sigma_{en}$  la limite d'élasticité à introduire dans les calculs pour ces armatures, le pourcentage

maximal  $\left( \bar{\omega}_0 = \frac{A}{bh} \right)$  est inférieur à  $\frac{20}{\sigma_{en}}$ .

ii) Si ces conditions ne sont pas remplies, pour évaluer les flèches des hourdis, on peut utiliser les procédés indiqués pour les poutres en 61.2.1.

Article 62. — *Liaisons entre les divers éléments des constructions.*

\* L'étude de la transmission des efforts entre les divers éléments des constructions doit être un des soucis essentiels de l'ingénieur. Une construction dans laquelle la transmission des efforts a été correctement étudiée peut en général résister non seulement aux systèmes de charges prévus dans les calculs, mais, éventuellement, à des sollicitations exceptionnelles, telles par exemple que celles résultant de séismes, de bombardements ou d'explosions accidentelles.

Dans les bâtiments à murs porteurs, on doit prévoir normalement au niveau de chaque plancher des chaînages dans les épaisseurs des murs. La section des armatures longitudinales de tels chaînages ne

sera pas, en principe, inférieure à  $3 \times \frac{2160}{\sigma_{en}}$  cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{en}$  étant la valeur

de la limite d'élasticité nominale de ces armatures exprimée en bars.

\*\* C'est ainsi qu'il est souvent indiqué de prévoir « flottantes » les dalles de terrasses de certains immeubles.

Article 63. — *Justification de certains éléments par l'essai.*

Lorsque le contrôle expérimental est considéré comme justification de la résistance d'une pièce, la rupture de celle-ci ne doit pas se produire sous l'effet d'une sollicitation inférieure à celle résultant des effets cumulés :

a) Des charges permanentes — y compris poids propre — multipliées par 5/3 ;

b) Des surcharges d'exploitation (valeurs nominales non pondérées) multipliées par 2.

Article 62. — *Liaisons entre les divers éléments des constructions.*

On doit réaliser des liaisons efficaces entre les divers éléments des constructions en vue d'assurer la transmission correcte des efforts dans tous les cas de charges. \*

Inversement, on doit éviter les liaisons qui, en s'opposant aux variations dimensionnelles inévitables des ouvrages, peuvent conduire à des désordres. \*\*

Article 63. — *Justification de certains éléments par l'essai.*

Dans certains cas particuliers, notamment ceux correspondant à l'emploi d'éléments fabriqués en série, les expériences directes sur des éléments types, réalisées d'abord sous des charges égales aux charges de service, puis poussées jusqu'à rupture, sont considérées comme justification satisfaisante des éléments identiques en dimensions, en qualité de matériaux et en conditions de mise en œuvre.

Quels que soient les résultats obtenus, les essais n'autorisent aucune dérogation aux conditions de non-fragilité énoncées à l'article 52.

Ces coefficients doivent être au moins doublés lorsque la rupture des éléments se produit brutalement par épuisement de la résistance à la traction du béton, comme c'est le cas par exemple de poutrelles non munies d'armatures transversales.

L'attention est appelée sur ce que le nombre des essais doit être d'autant plus grand que la dispersion de leurs résultats est plus élevée. Par exemple, cinq essais peuvent être considérés comme suffisants si la rupture dépend essentiellement de l'armature, tandis que douze essais peuvent être indispensables quand la résistance de la pièce dépend principalement de la qualité du béton, et notamment de sa résistance à la traction. En ce dernier cas des essais sous charges répétées sont recommandés.

Article 64. — *Prise en compte de matériaux autres que le béton et l'acier.*

Une justification spéciale peut être envisagée dans les cas suivants :

Dans les planchers avec hourdis creux de bonne qualité, correctement mis en œuvre, il peut être tenu compte du supplément de résistance apporté par les hourdis dans les conditions définies en 58.3 ;

La résistance de murs ou de cloisons aux efforts appliqués dans leur plan moyen peut être prise en compte avec la prudence nécessaire soit dans l'étude des conditions de stabilité des bâtiments sous l'effet des forces horizontales et notamment celles dues au vent, soit dans l'étude de la transmission des charges si lesdits murs et cloisons sont conçus et réalisés de telle sorte qu'ils puissent supporter une partie des charges de la construction.

Article 65. — *Présentation des projets.*

65.1. Dessins servant de base aux offres du constructeur.

65.2. Dessins d'exécution.

Ces dessins sont établis conformément aux règles données à l'annexe B.

Pour chaque type d'élément étudié et pour un mode de sollicitation déterminé, le nombre d'essais doit être tel que la probabilité d'obtenir la résistance recherchée soit suffisante.

Article 64. — *Prise en compte de matériaux autres que le béton et l'acier.*

Sauf justification spéciale, les matériaux autres que le béton et l'acier sont considérés comme coffrages ou remplissage sans résistance propre.

Article 65. — *Présentation des projets.*

Les dispositions du présent article sont applicables à défaut d'autres prescriptions applicables au marché de travaux en cause.

65.1. Dessins servant de base aux offres du constructeur.

Les dessins servant de base aux offres du constructeur sont schématiques, à l'échelle de 1 cm par mètre (1/100) ou 2 cm par mètre (1/50) sans détails d'armatures. Il n'y est pas joint de note de calculs.

65.2. Dessins d'exécution.

65.2.1. Pour l'exécution de toute construction en béton armé, on dresse les dessins définissant exactement toutes les formes des éléments de cette construction et toutes les armatures de chacun d'eux. Chaque dessin est daté et porte le nom et la signature de celui qui en prend la responsabilité.

65.2.2. Renseignements à porter sur les dessins d'exécution :

On mentionne :

1) Sur chaque dessin :

Les caractères mécaniques exigés pour les armatures ;  
Les résistances à la compression et à la traction exigées pour le béton.

65.3. Présentation des notes de calculs.

65.4. Modifications.

Toutes les fois où une modification est faite, on porte en gros caractères la mention « annulé » sur les tirages antérieurs des dessins qui ont dû être rectifiés par suite de cette modification, et on mentionne sur les dessins rectifiés l'objet des rectifications ainsi que les dates auxquelles ces dernières ont été faites.

CHAPITRE XV

Dispositions diverses.

Article 66. — *Justification par le calcul aux états limites.*

Dans l'état actuel des choses, ces justifications peuvent s'inspirer des recommandations pratiques du comité européen du béton.

Article 67. — *Constructions provisoires.*

Les constructions provisoires sont celles qui doivent être effectivement détruites dans un délai déterminé. Par exemple des installations de chantier

ii) Sur les dessins d'ensemble des planchers ou toitures, la surcharge d'exploitation et le poids des revêtements inférieur et supérieur ;

iii) Sur les dessins d'ensemble des fondations, les sollicitations les plus défavorables transmises à chacune de celles-ci.

#### 65.2.3. Indications particulières :

Les dessins doivent indiquer en outre :

Le tracé des surfaces de reprise ;

Les ouvertures à réserver (trémies, trous de scellement, etc.) et, s'il y a lieu, les dispositions prévues pour les boucher.

Le fait qu'un plancher soit chauffant doit être précisé sur le dessin de coffrage de ce plancher.

#### 65.3. Présentation des notes de calculs.

Sauf indication contraire des pièces du marché, le constructeur n'a pas à fournir une note de calculs complète de tous les éléments de la construction. Toutefois, il peut lui être demandé copie des calculs clairement rédigés d'éléments types et communication des minutes de tous les calculs.

#### 65.4. Modifications.

En cas de modifications du projet au cours de l'exécution des travaux, les dessins et calculs sont rectifiés pour que l'ouvrage terminé soit exactement défini par ces pièces.

Le bureau d'études conserve en principe un tirage au moins de chacun des dessins successifs. Sur le chantier, les tirages antérieurs à la modification sont détruits.

### CHAPITRE XV

#### Dispositions diverses.

##### Article 66. — *Justification par le calcul aux états limites.*

Lorsque le C. P. S. le prévoit, des justifications par le calcul aux états limites (ou calcul à la rupture) peuvent être substituées aux justifications par le calcul des contraintes prévues par les chapitres IV et suivants du présent règlement.

##### Article 67. — *Constructions provisoires.*

Les constructions provisoires en béton armé peuvent être conçues et calculées dans les conditions de sécurité réduites, qui sont prescrites ci-après, sous réserve de l'autorisation expresse du maître de l'œuvre et à condition qu'il n'en résulte pas de menace pour la vie humaine.

Les sollicitations totales pondérées à prendre en compte dans le calcul des constructions provisoires sont, en conservant les notations symboliques de l'article 7 :

Pour le premier genre :

$$(S'_{p1}) = (G) + (P) + (V) + (T)$$

Pour le second genre :

$$(S_{p2}) = (G) + 1,25 (P) + (V) + (T)$$

$$(S'_{p2}) = 1,3 (G) + (T)$$

Toutes les autres dispositions du présent règlement, et en particulier celles qui sont relatives aux contraintes admissibles, demeurent applicables aux constructions provisoires.

##### Article 68. — *Précision arithmétique des calculs.*

Si l'on fait un calcul à la rupture, la même précision est exigée sur les coefficients de sécurité.

##### Article 69. — *Dérogations.*

##### Article 70. — *Mise en vigueur.*

### CHAPITRE XVI

#### Notations.

Quand on use de ces notations, la référence au présent règlement dispense de définir les symboles employés dans les notes de calcul.

#### 2. Principes.

Article 68. — *Précision arithmétique des calculs.*

Les bases des calculs étant supposées admises par le maître de l'œuvre (ou le contrôleur qu'il a habilité), une vérification arithmétique exacte de ce calculs doit montrer que les contraintes maximales résultant, pour chaque élément, des dispositions proposées par le constructeur sont au plus égales aux limites fixées par le présent règlement.

Toutefois, si la vérification montre que les écarts par rapport à ces limites sont pour moitié environ dans un sens et pour le surplus dans l'autre, sans qu'aucun d'eux dépasse 3 p. 100 au plus, les dispositions proposées par le constructeur sont considérées comme acceptables et le maître de l'œuvre ne peut invoquer les écarts constatés pour exiger des modifications du projet. Des modifications peuvent être exigées si ces conditions ne sont pas remplies.

Article 69. — *Dérogations.*

Il appartient au ministre intéressé d'apprécier les motifs de toute dérogation exceptionnelle qui pourrait être proposée, dans un cas particulier, au présent règlement et d'accorder éventuellement cette dérogation.

Article 70. — *Mise en vigueur.*

Les dispositions du présent règlement ne s'appliquent qu'aux projets dont l'étude a commencé postérieurement à sa mise en vigueur.

CHAPITRE XVI

Notations.

1. Il est recommandé de faire usage des notations ci-après parmi lesquelles ont été choisies celles qui ont été utilisées dans le présent règlement.

2. Principes.

2 1. Majuscules latines :

Les majuscules latines sont employées pour désigner :

- Les éléments de réduction des efforts (forces, moments) ;
- Placées entre parenthèses, les sollicitations ;
- Les grandeurs géométriques de dimension supérieure à l'unité ;
- Les modules de déformation et d'élasticité ;
- Les types d'armature à haute adhérence.

2.2. Minuscules latines :

Les minuscules latines sont employées pour désigner :

- Les longueurs ;
- Les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur ;
- Les intensités des forces réparties (par unité de longueur, de surface et de volume).

2.5.

Un indice peut être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

2.3. Majuscules grecques :

Les majuscules grecques ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

2.4. Minuscules grecques :

Les minuscules grecques sont employées pour désigner :

- Les contraintes ;
- Les déformations relatives ;
- Les grandeurs mécaniques réduites (ou sans dimensions) ;
- Les coefficients numériques.

2.5. Indices :

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole, mais se rapportant à des matériaux ou à des rôles mécaniques différents.

Les indices sont constitués, sauf exceptions, par des minuscules latines ou des groupes de minuscules latines.

Quand un symbole est affecté de plusieurs indices, ces indices s'écrivent à la suite les uns des autres, séparés au besoin par des virgules.

Les principaux indices ont les significations suivantes :

- a = Le symbole se rapporte à l'acier.
- b = Le symbole se rapporte au béton.
- c = Le symbole se rapporte aux éléments critiques du flambement ou à un contour.
- d = Le symbole se rapporte à l'adhérence.
- e = Le symbole se rapporte à la limite d'élasticité de l'acier et aussi au côté droit (est).
- f = Le symbole se rapporte à la fissuration.
- g = Le symbole se rapporte à la charge permanente ou aux granulats ou aux grilles formées par les armatures.
- j = Le symbole se rapporte à l'âge de j jours.
- m = Le symbole se rapporte à une valeur moyenne.
- min. = Le symbole se rapporte à une valeur minimale.
- max. = Le symbole se rapporte à une valeur maximale.
- n = Le symbole se rapporte à une valeur nominale.
- p = Le symbole se rapporte à une surcharge.
- t = Le symbole se rapporte à des aciers disposés transversalement ou à la torsion.
- u = Le symbole se rapporte à l'état de rupture (ultime) ou à l'utilité mécanique.
- v = Le symbole se rapporte au vent ou à une longue durée.
- w = Le symbole se rapporte au côté gauche (west = ouest).

2.6.

Il n'est pas fait usage d'apostrophes quand le signe distingue la traction de la compression.

3. Liste des principales notations.

3.1.

\* Symbole éventuellement assorti d'indices d'ordre, 1.2.3, etc., ou de localisation géométrique, A, B, C, etc.

## 2.6. Apostrophe :

L'apostrophe distingue les sollicitations, les efforts et les contraintes de compression des sollicitations, des efforts et contraintes de traction quand les uns et les autres sont exprimés en valeurs absolues.

L'apostrophe distingue aussi les sections comprimées des sections tendues.

## 2.7. Surlignage :

Le surlignage du symbole d'une grandeur mécanique indique qu'il s'agit d'une valeur admissible de cette grandeur, c'est-à-dire d'une valeur maximale qui ne doit pas être dépassée en service.

## 3. Liste des principales notations.

## 3.1. Majuscules latines :

- A' = Aire de la section droite de l'armature (ensemble des barres) comprimée d'une pièce prismatique.  
 A = Id. pour l'armature tendue.  
 A<sub>t</sub> = Somme des aires des sections droites d'un cours ou rangée d'armatures transversales (armatures d'âme dans une poutre fléchie, coutures, etc.).  
 B' = Aire totale du béton (comprimé ou intact) seul de la section transversale d'une pièce prismatique.  
 B<sub>o</sub> = Aire homogène totale de la section transversale d'une pièce prismatique.  
 B = Aire totale du béton seul de la section transversale d'un tirant.  
 B<sub>e</sub> = Aire de la section d'enrobage ;  
 E<sub>a</sub> = Module d'élasticité de l'acier.  
 E<sub>o</sub> = Module de déformation longitudinale du béton en général.  
 E<sub>i</sub> = Module de déformation longitudinale instantanée du béton.  
 E<sub>v</sub> = Module de déformation longitudinale différée du béton.  
 F = Force. \*  
 G = Charge permanente. \*  
 (G) = Sollicitation de charge permanente. \*  
 I = Moment d'inertie de la section du béton seul d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal au plan moyen.  
 I<sub>o</sub> ou I<sub>h</sub> = Moment d'inertie de la section droite homogène totale d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal au plan moyen.  
 I<sub>1</sub> ou I<sub>r</sub> = Moment d'inertie de la section droite homogène réduite d'une poutre simplement fléchie par rapport à l'axe neutre de la section.  
 K = Coefficient angulaire du diagramme des contraintes normales dans le calcul des sections fléchies.

\*\* Le symbole M désigne, d'une façon générale, les moments fléchissants non seulement dans les calculs du béton armé proprement dits, mais également dans les calculs de résistance des matériaux qui figurent dans les justifications des éléments de béton armé. A cet égard, on pourra se servir des notations suivantes :

- M<sub>o</sub> = Moment fléchissant maximal dans une travée de poutre indépendante (au lieu de M<sub>max</sub>) ;  
 M<sub>1</sub> = Moment fléchissant maximal dans une travée de poutre hyperstatique (au lieu de M<sub>max</sub>) ;  
 M<sub>v</sub> = Moment fléchissant sur l'appui de gauche ;  
 M<sub>d</sub> = Moment fléchissant sur l'appui de droite.

\*\*\* Le moment statique d'une portion de la partie comprimée ou de la partie tendue pourra se désigner par le même symbole assorti d'un second indice de localisation. Par exemple :

- S<sub>1a</sub> concerne la partie de la zone comprimée située au-delà de l'axe z parallèle à l'axe neutre ;  
 S<sub>1a</sub> concerne la zone A définie par une figure ou autrement.

\*\*\*\* Le symbole T désigne, de façon générale, l'effort tranchant dans les calculs de résistance des matériaux. A cet égard, on pourra utiliser :

- T<sub>o</sub> = Effort tranchant maximal dans une travée ;  
 T<sub>v</sub> = Effort tranchant sur l'appui de gauche ;  
 T<sub>d</sub> = Effort tranchant sur l'appui de droite.

## 3.2.

- $M$  = Moment fléchissant dans une poutre simplement fléchie, ou moment de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section totale du béton seul dans une poutre soumise à la flexion composée. \*\*
- $M_p$  = Id. développé par la charge permanente.
- $M_s$  = Id. développé par les surcharges.
- $M_{\Sigma 1}$  et  $M_{\Sigma 2}$  = Id. développés par la sollicitation totale pondérée du premier et du second genre.
- $M_t$  = Moment de torsion.
- $N$  = Effort normal.
- $N_p$ ,  $N_s$ ,  $N_{\Sigma 1}$  et  $N_{\Sigma 2}$  = Efforts normaux respectivement développés par la charge permanente, la surcharge et les sollicitations totales pondérées du premier et du second genre.
- $N_E$  = Charge critique d'Euler.
- $P$  = Surcharges.
- $(P)$  = Sollicitation développée par les surcharges.
- $Q$  = Charge totale pondérée sur un élément.
- $S_0$  = On considère dans une poutre simplement fléchie à plan moyen une section droite homogène totale;  $S_0$  est, en valeur absolue, le moment statique, par rapport à l'axe d'inertie transversal de la section, de l'aire d'une des parties de la section situées d'un côté ou de l'autre de cet axe. \*\*\*
- $S_1$  = On considère dans une poutre simplement fléchie à plan moyen une section droite homogène réduite;  $S_1$  est, en valeur absolue, le moment statique par rapport à l'axe neutre de l'aire d'une des parties de la section situées d'un côté ou de l'autre de cet axe.
- $(S)$  = (Avec divers indices) sollicitation totale pondérée.
- $T$  = Effort tranchant. \*\*\*\*
- $T_p$ ,  $T_s$ ,  $T_{\Sigma 1}$ ,  $T_{\Sigma 2}$  = Efforts tranchants respectivement développés par la charge permanente, les surcharges, les sollicitations totales pondérées du premier et du second genre.
- $U$  = Charge de rupture.

### 3.2. Minuscules latines :

- $a$  = Plus petite dimension transversale de la section droite d'une pièce comprimée rectangulaire, ou de son noyau si elle est frettée.  
Plus petit diamètre transversal du contour d'une section quelconque.
- $b$  = Plus grande dimension transversale de la même section.
- $b$  = Largeur d'une section fléchie rectangulaire ou largeur de la table de compression d'une section fléchie en T symétrique.
- $b_0$  = Largeur de la nervure d'une poutre fléchie en T ou épaisseur de l'âme d'une poutre fléchie à talon.
- $c$  = (Avec indices) longueurs diverses.
- $c_g$  = Grosseur d'un granulat.
- $d^*$  = Distance de l'armature comprimée à la face comprimée dans le calcul des contraintes normales en flexion.
- $d$  = Distance de l'armature tendue à la face tendue dans le calcul des contraintes normales en flexion.  
Avec ou sans indices, distances diverses.

\* Assortir la lettre « p » de l'indice « a » s'il peut y avoir confusion avec la surcharge.

\*\* Employer les indices 1, 2 ou  $\Sigma 1$  et  $\Sigma 2$  pour distinguer les pondérations du premier et du deuxième genre.

\*\*\* Egalement appelé effort de glissement ou de cisaillement par unité de longueur.

### 3.3.

\* Dans les calculs où ce diamètre intervient. Sur les dessins ou croquis accompagnant les calculs,  $\emptyset$ , suivi de la valeur numérique du diamètre en millimètres, désigne un rond lisse.



- $e$  = (Avec divers indices) excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section du béton seul d'une pièce prismatique.
- $f$  = Flèche.
- $g$  = Charge permanente par unité de longueur ou de surface.
- $h$  = Hauteur utile d'une section fléchie, c'est-à-dire distance de la fibre extrême comprimée au centre de gravité de l'armature tendue.
- $h_t$  = Hauteur totale d'une section fléchie.
- $i$  = Rayon de giration de la section droite du béton seul d'une pièce à plan(s) moyen(s) dans un plan de symétrie de la section.
- $k$  = Quantité mécanique intervenant dans les calculs relatifs à la fissuration.
- $l, l_d$  = Longueurs de scellement droit, en traction et en compression.
- $l_o$  = Longueur de flambement d'une pièce comprimée.
- $n$  = Coefficient d'équivalence.
- $p$  = Surcharge par unité de longueur ou de surface.
- $p, p_a$  = Périmètre des armatures. \*
- $p_o$  = Périmètre d'un contour.
- $p_a$  = Périmètre utile d'un paquet de barres ou d'une armature en paquets de barres.
- $q$  = Charge totale pondérée par unité de longueur ou de surface. \*\*
- $r$  = Rayon : de courbure, d'une ployure de barre, de déformation par flexion d'une pièce prismatique.
- $r_g$  = Rayon moyen d'une maille de grille formée par des barres.
- $r_m$  = Rayon moyen d'un moule.
- $\tau$  = Effort tangent par unité de longueur. \*\*\*
- $t$  = Espacement d'armatures transversales, d'âme ou de couture.
- $\bar{t}$  = Espacement maximal admissible d'armatures transversales.
- $v'$  = Ordonnée maximale du contour de la section du béton seul d'une pièce prismatique par rapport à l'axe central d'inertie de cette section, normal au plan de flexion ou de flambement, soit du côté comprimé dans le cas de flexion, soit du côté le moins éloigné dans le cas de flambement.
- $v$  = Id. du côté tendu dans le cas de la flexion.
- $w$  = Largeur d'une fissure.
- $w_m$  = Largeur moyenne des fissures.
- $w_{max}$  = Largeur maximale des fissures.
- $y$  = Ordonnée par rapport à l'axe neutre d'un point de la section homogène réduite d'une pièce fléchie.
- $y_1$  = Dans la même section, valeur maximale de  $y$  du côté comprimé.
- $z$  = Bras de levier du couple des forces élastiques dans la section d'une poutre soumise à la flexion simple.

### 3.3. Majuscules grecques :

- $\Delta l$  = Espacement de deux fissures consécutives.
- $\Sigma$  = Signe d'addition.
- $\emptyset$  = Diamètre nominal d'une barre. \*

### 3.4.

\* L'indice  $l$  peut se supprimer pour une poutre fléchie non armée en compression.

\*\* Ce symbole se lit : sigma prime  $\sigma$ , et  $\bar{\sigma}$ , concernant les armatures longitudinales).

3.4. Minuscules grecques :

- $\alpha, \beta, \delta, \varepsilon, \eta, \theta, \psi$  = Coefficients sans dimensions de diverses significations, avec ou sans indices.
- $\beta$  = Angle des aciers de couture avec la normale au plan sollicité tangentiellement.
- $\varepsilon$  = Déformation longitudinale relative en général.
- $\varepsilon_a, \varepsilon'_a$  = Déformations longitudinales relatives en traction et en compression du matériau acier.
- $\varepsilon_b, \varepsilon'_b$  = Id. du matériau béton.
- $\theta_t$  = Coefficient de forme des frettes.
- $\lambda$  = Elancement d'une pièce comprimée.
- $\xi$  = Rapport de la charge permanente à la charge totale pondérée dans le cas de flambement.
- $\bar{\omega}$  = « Pourcentage » ou rapport du volume de certains aciers au volume du béton, en général.
- $\bar{\omega}_t$  = Pourcentage de fissuration.
- $\bar{\omega}'_t$  = Pourcentage des armatures longitudinales d'un poteau ou des armatures comprimées d'une poutre fléchie.
- $\bar{\omega}_t$  = Pourcentage des armatures d'un tirant ou des armatures tendues d'une poutre fléchie. \*
- $\bar{\omega}_c$  = Pourcentage de coutures, ou de frettes.
- $\rho$  = Retrait (ou raccourcissement relatif) du béton armé.
- $\rho_o$  = Retrait du béton non armé.
- $\rho_a, \rho'_a, \rho_b, \rho'_b$  = Coefficients numériques relatifs à la détermination des contraintes admissibles.
- $\sigma$  = Contrainte normale en général.
- $\sigma_a$  = Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma'_a$  = Contrainte de compression de l'acier.
- $\bar{\sigma}_a$  = Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}'_a$  = Contrainte de compression admissible de l'acier. \*\*
- $\bar{\sigma}_{at}$  = Contrainte de traction admissible des armatures transversales ou de couture.
- $\sigma_b$  = Contrainte de traction du béton.
- $\sigma'_b$  = Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_b$  = Contrainte de traction de référence du béton.
- $\bar{\sigma}'_b$  = Contrainte de compression admissible du béton.
- $\bar{\sigma}'_{b_s}$  = Contrainte de compression admissible du béton en compression simple.
- $\sigma_E$  = Contrainte critique d'Euler.
- $\sigma_o, \sigma'_o$  = Limites d'élasticité de l'acier respectivement en traction et en compression.
- $\sigma_{on}, \sigma'_{on}$  = Limites d'élasticité nominales de l'acier respectivement en traction et en compression.
- $\sigma_j, \sigma'_j$  = Résistance du béton respectivement à la traction et à la compression à  $j$  jours.
- $\sigma_{28}, \sigma'_{28}$  = Id. à vingt-huit jours.
- $\sigma_m$  = Contrainte moyenne de compression.
- $\sigma'_n$  = Résistance nominale du béton.
- $\tau$  = Contrainte tangente (ou de cisaillement) en général.
- $\tau_b$  = Contrainte tangente du béton.
- $\bar{\tau}_b$  = Contrainte tangente admissible du béton.
- $\tau_a$  = Contrainte d'adhérence.
- $\bar{\tau}_a$  = Contrainte d'adhérence admissible.
- $\varphi$  = Coefficient de frottement de l'acier sur le béton.

ANNEXE AU CHAPITRE VI

Ancrages par courbure.

En principe, les ancrages par courbure ne sont à envisager que pour les barres tendues.

L'application des principes d'équilibre formulés au paragraphe 30.1.2 de l'article 30 conduit pour une courbure circulaire à la relation différentielle :

$$(1) \quad dF = (\pi \varnothing r \tau_a + \varphi F) d\theta$$

où

F représente l'effort de traction dans la barre ;

$\varnothing$  le diamètre de la barre ;

r le rayon de courbure de cette barre mesuré sur son axe ;

$\varphi$  le coefficient de frottement de l'acier sur le béton ;

$\theta$  l'angle au centre utilisé comme coordonnée polaire.

Cette équation s'intègre sans difficulté.

Si  $\bar{F}_1$  et  $\bar{F}_2$  sont les valeurs de l'effort admissible supporté par la barre à chacune des extrémités  $P_1$  et  $P_2$  de sa partie circulaire (figure),  $\bar{F}_1$  étant supposé supérieur à  $\bar{F}_2$ , on a :

$$(2) \quad \bar{F}_2 = \bar{F}_1 e^{-\varphi \theta} - \frac{\pi \varnothing r \tau_a}{\varphi} (1 - e^{-\varphi \theta})$$

En posant  $\chi = e^{-\varphi \theta}$  ( $\theta$  exprimé en radians)

$$\text{et } \chi' = \frac{1}{\varphi} (1 - e^{-\varphi \theta})$$

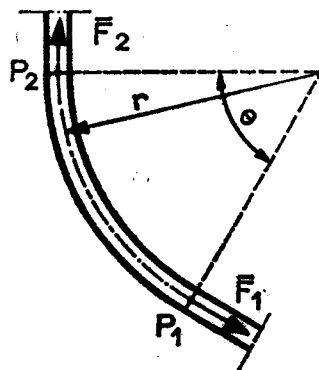


Fig. 18.

on a :

$$(3) \quad \bar{F}_2 = \chi \bar{F}_1 - \chi' \pi \varnothing r \tau_a$$

Si l'on prend pour  $\varphi$  la valeur 0,4 (§ 30.3),  $\chi$  et  $\chi'$  prennent en fonction de  $\theta$  les valeurs indiquées dans le tableau ci-dessous où elles ont été arrondies :

$\theta$	$\frac{\pi}{12}$	$\frac{\pi}{6}$	$\frac{\pi}{4}$	$\frac{\pi}{3}$	$\frac{5\pi}{12}$	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{7\pi}{12}$	$\frac{2\pi}{3}$	$\frac{3\pi}{4}$	$\frac{5\pi}{6}$	$\frac{11\pi}{12}$	$\pi$
	15°	30°	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
$\chi$	0,90	0,81	0,73	0,66	0,59	0,53	0,48	0,43	0,39	0,35	0,32	0,28
$\chi'$	0,25	0,47	0,67	0,86	1,02	1,17	1,30	1,42	1,53	1,62	1,71	1,79

Si  $\theta$  est exprimé en degrés, on a  $\chi \approx 10^{-3} \cdot \theta$ , expression directement calculable à la règle à calculs Mannheim.

Si l'ancrage comporte une succession d'arcs de cercle et de segments de droite on pourra le calculer en considérant successivement les arcs et segments consécutifs. On peut même donner à cet égard une expression générale.

Pour un segment droit de longueur  $l$ , l'on a :

(4)  $\bar{F}_s = \bar{F}_1 - \pi \varnothing l \bar{v}_s$   
 expression qui peut d'ailleurs se déduire de la formule (2). La formule (3) est alors applicable aux segments de droite à condition d'y faire :

$$\chi = 1 \quad \chi' = 1 \text{ et } r = l$$

Soit alors un ancrage à  $n$  courbures (ou segments droits) numérotés de 1 à  $n$  dans le sens des efforts décroissants, les angles au centre ayant pour valeur  $\theta_1, \dots, \theta_n$  (ou zéro) et les rayons de courbures (ou longueurs droites)  $\lambda_1 \varnothing, \lambda_2 \varnothing \dots \lambda_n \varnothing$ .

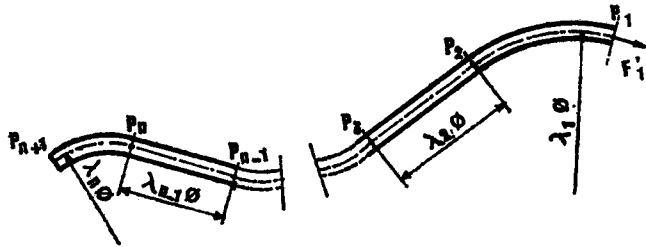


Figure 19.

L'effort à l'extrémité  $P_{n+1}$  de l'ancrage étant nul, il est facile d'établir que la formule générale conduit à :

$$\bar{F}_1 = \pi \varnothing^2 \bar{v}_s \sum_{i=1}^n \frac{\chi_i \lambda_i}{\chi_1 \chi_2 \dots \chi_i}$$

Exemple : ancrage à double coude.

Les dimensions de l'ancrage choisi sont définies sur la figure :

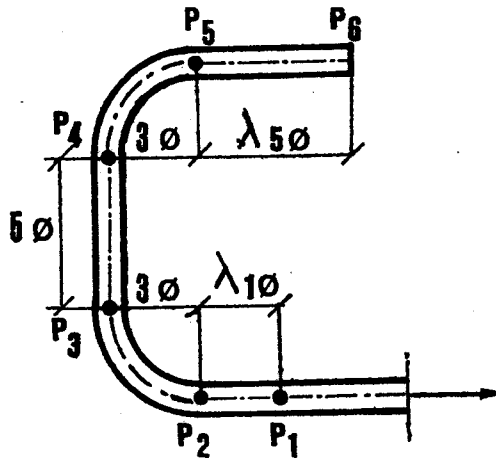


Figure 20.

Le tableau ci-après indique les valeurs de  $\theta$ ,  $\lambda$ ,  $\chi'$ ,  $\chi$  :

		$\theta$	$\lambda$	$\chi'$	$\chi$	$\chi_1 \chi_2 \dots \chi_n$
1	$P_1 P_2$	$0^\circ$	$\lambda_1$	1	1	1
2	$P_1 P_3$	$90^\circ$	3	1,17	0,53	0,53
3	$P_2 P_4$	$0^\circ$	5	1	1	0,53
4	$P_1 P_4$	$90^\circ$	3	1,17	0,53	$0,53^2 = 0,28$
5	$P_2 P_5$	$0^\circ$	$\lambda_2$	1	1	$0,53^3 = 0,28$

D'où :

$$\bar{F}_1 = \pi \varnothing^2 \bar{\tau}_d \left[ \lambda_1 + \frac{3 \times 1,17}{0,53} + \frac{5}{0,53} + \frac{3 \times 1,17}{0,28} + \frac{\lambda_2}{0,28} \right]$$

ou  $\bar{F}_1 = \pi \varnothing^2 \bar{\tau}_d [\lambda_1 + 29 + 3,6 \lambda_2]$

Pour attacher la barre pour la totalité de l'effort admissible eu égard à la résistance mécanique de l'acier, ce qu'il est toujours de bonne construction de faire et cela au point  $P_2$  (ce qui correspond à  $\lambda_1 = 0$ ), il faut que l'on ait :

$$\frac{\pi \varnothing^2}{4} \bar{\sigma}_s \leq \pi \varnothing^2 \bar{\tau}_d [29 + 3,6 \lambda_2]$$

soit  $3,6 \lambda_2 \geq \frac{\bar{\sigma}_s}{4 \bar{\tau}_d} - 29$

si  $\bar{\sigma}_s = 2800$  bar et  $\bar{\tau}_d = 19,6$  bar, on trouve  $\lambda_2 \geq 1,9$  soit 2.

## ANNEXES AU CHAPITRE XIV

### Dispositions applicables aux bâtiments courants.

#### ANNEXE A

#### A.1. — MÉTHODE APPROCHÉE POUR LE CALCUL DES POUTRES CONTINUES, SOLIDAIRES (OU NON) DES POTEAUX QUI LES SUPPORTENT, SOUS L'ACTION DES CHARGES VERTICALES

##### A.10. Domaine d'application.

A.10.1. Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis. Elle ne s'applique pas, en principe, à des poutres isolées comme les poutres supportant les chemins de roulement des ponts roulants. Elle convient notamment aux éléments de planchers à surcharge relativement élevée (surcharge répartie supérieure à une fois et demie la somme des charges permanentes) auxquels ne s'appliquent pas les prescriptions de l'article 55.

A.10.2. La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent. Le cas où cette solidarité est négligée n'est qu'un cas particulier de cette méthode générale.

Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants : il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

##### A.11. Moments d'appui.

###### A.11.1. Principes de la méthode.

A.11.1.1. Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme sections dangereuses, 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  $s$ , et tronçon supérieur, indice  $n$ ).

A.11.1.2. On détache, de chaque côté des appuis, des travées fictives dont les longueurs (désignées par  $l$  avec indices  $w$  ou  $e$ ) sont précisées pour les travées intermédiaires et les travées de rive en A.11.2.1 et A.11.3.2.

A.11.1.3. On détache de même au-dessus et au-dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux, de hauteurs  $h'_n$  et  $h'_s$ ,  $h'_n$  étant égal :

Aux neuf dixièmes de la hauteur libre  $h_n$  ( $0,9 h_n$ ) si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher ;

Et à  $0,8 h_n$  dans les autres cas.

$h'_s$  étant égal, dans tous les cas, à  $0,8 h_n$ , hormis le cas exceptionnel où les poteaux seraient articulés sur leurs fondations ; il faudrait alors prendre  $h'_s = h_n$ .

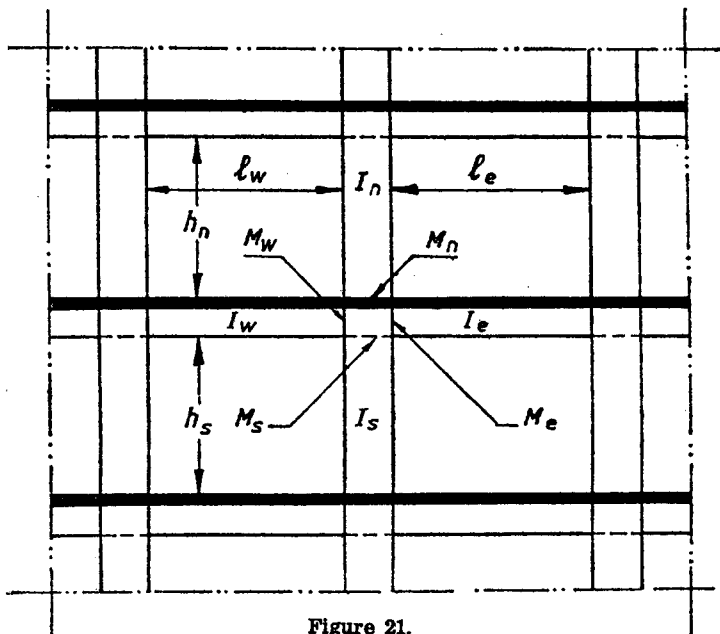


Figure 21.

A.11.2. Travées intermédiaires.

A.11.2.1. La longueur  $l'_w$  de la travée fictive à gauche de l'appui est prise égale aux huit dixièmes de la portée libre  $l_w$  de la travée de gauche ( $0,8 l_w$ ). On prend de même à droite de l'appui  $l'_s = 0,8 l_s$ .

La poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante, en désignant par :

$q_w$  la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche ( $q_s$  sur celle de droite) ;

$Q_w$  une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  du nu de l'appui ( $Q_s$ ,  $a_s$  pour la travée de droite), on pose :

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} + l_w \Sigma k_w Q_w$$

$$M'_s = \frac{q_s l_s'^2}{8,5} + l_s \Sigma k_s Q_s$$

\* Pour les traverses, les moments  $M_s$  et  $M_w$  sont négatifs. Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues  $M'_s$  ou  $M'_w$ . La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

\*\* Si l'on néglige la solidarité avec les poteaux intérieurs, on a  $K_s = K_n = 0$  et les formules deviennent :

Poutres à section constante :

a) Lorsque les deux poutres aboutissant au nœud considéré n'ont pas le même moment d'inertie :

$$M_w = M_s = \frac{K_w q_w l_w'^2 + K_s q_s l_s'^2}{8,5 (K_w + K_s)} + \frac{K_w l_w' \Sigma k_w Q_w + K_s l_s' \Sigma k_s Q_s}{K_w + K_s}$$

b) Lorsque les deux poutres aboutissant au nœud considéré ont le même moment d'inertie :

$$M_w = M_s = \frac{q_w l_w'^2 + q_s l_s'^2}{8,5 (l_w' + l_s')} + \frac{l_w' \Sigma k_w Q_w + l_s' \Sigma k_s Q_s}{l_w' + l_s'}$$

Poutres à goussets (la solidarité avec les poteaux intérieurs étant toujours négligée) :

Dans le cas de poutres à goussets, les moments d'appuis sont majorés par rapport à ceux correspondant aux poutres à section constante.



Les valeurs de  $k$  (soit  $k_w$  ou  $k_s$ ) étant données (pour les poutres à section constante) par l'échelle fonctionnelle ci-contre en fonction du rapport :

$$\frac{a}{l'} \left( \text{soit } \frac{a_w}{l'_w} \text{ ou } \frac{a_s}{l'_s} \right)$$

$I_w, I_s, I_1$  et  $I_2$  désignant respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur, ces moments étant évalués suivant les prescriptions de l'article 20.2.1, on pose encore :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad K_s = \frac{I_s}{l'_s} \quad K_1 = \frac{I_1}{h'_1} \quad K_2 = \frac{I_2}{h'_2}$$

et  $D = K_w + K_s + K_1 + K_2$

A.11.2.2. Les moments dans les sections dangereuses (nus des appuis) sont, en valeur absolue : \*

Au nu de l'appui dans la travée de gauche :

$$M_w = M' \cdot \frac{K_w}{D} + M'_w \left( 1 - \frac{K_w}{D} \right)$$

Au nu de l'appui dans la travée de droite :

$$M_s = M' \cdot \left( 1 - \frac{K_s}{D} \right) + M'_w \cdot \frac{K_s}{D}$$

Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_1 = \frac{K_1}{D} \left( M' - M'_w \right)$$

Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur :

$$M_2 = \frac{K_2}{D} \left( M' - M'_w \right) **$$

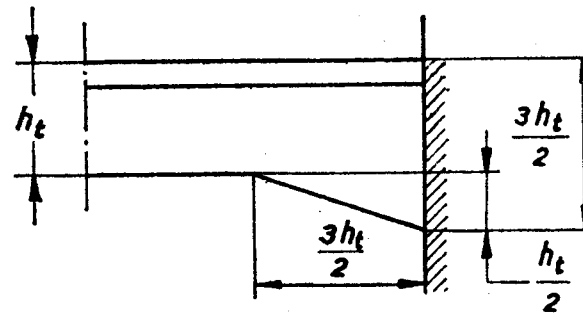
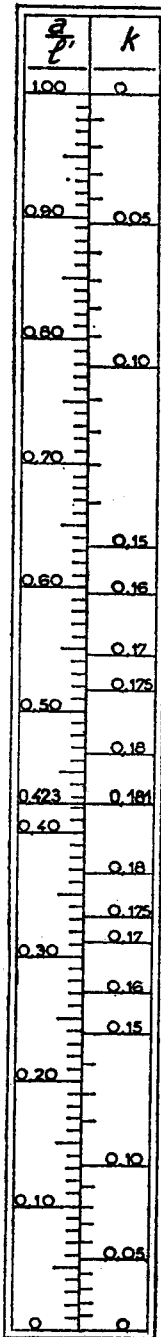
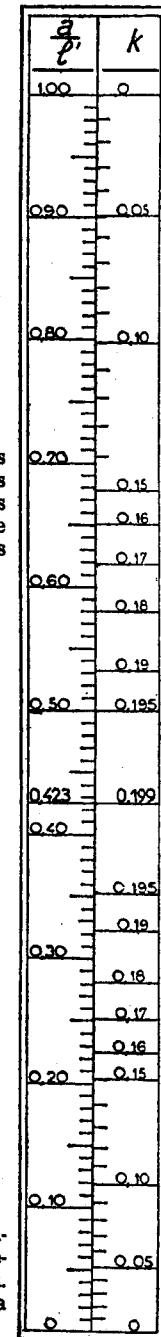


Figure 22.

Pour les poutres à goussets normaux de dimensions définies par la figure 22, on peut, à défaut de calcul plus précis, remplacer le coefficient 8,5 du dénominateur des formules données en A.11.2.1 par le coefficient 7,7 et lire les valeurs des coefficients  $k$  (soit  $k_w$  ou  $k_s$ ) des mêmes formules sur l'échelle fonctionnelle ci-contre.



A.11.3.2. Travée de rive avec console :

\* On suppose que la valeur algébrique de  $M_{w1}$  est négative, c'est-à-dire, conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui. Dans le cas contraire, on changera les signes devant la valeur absolue de  $M_{w1}$  introduite dans les formules.

A.11.3. Travées de rive.

A.11.3.1. Notations :

Pour simplifier l'exposé, on utilise conventionnellement les notations de la figure ci-dessous :

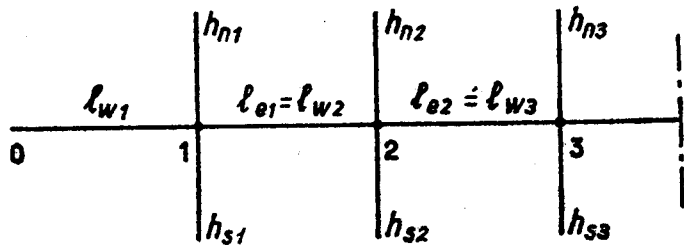


Figure 23.

Les quantités relatives au nœud de rive sont affectées de l'indice 1, celles du nœud voisin de l'appui de rive de l'indice 2, celles du nœud suivant de l'indice 3. Ainsi  $l_{w1}$  désigne la longueur libre d'une console éventuelle.

La poutre est supposée avoir dans chaque travée une section constante.

A.11.3.2. Travée de rive avec console :

1) Nœud de rive (nœud 1) :

Le nœud de rive est étudié en faisant  $K_w = 0$  dans les formules données en A.11.2.2 et en y substituant  $M_{w1}$  à  $M'_w$ ,  $M_{w1}$  désignant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui 1. \*

On a donc :

$$M_{a1} = M'_{a1} \left( 1 - \frac{K_{a1}}{D_1} \right) + M_{w1} \frac{K_{a1}}{D_1}$$

$$M_{a1} = (M'_{a1} - M_{w1}) \frac{K_{a1}}{D_1}$$

$$M_{a1} = (M'_{a1} - M_{w1}) \frac{K_{a1}}{D_1} \text{ avec :}$$

$$M'_{a1} = \left( \frac{q_0 l_0^2}{8,5} \right)_{\text{nœud 1}} + (V_0 \Sigma k_0 Q_0)_{\text{nœud 1}}$$

$$D_1 = K_{a1} + K_{s1} + K_{n1}$$

$$K_{a1} = \frac{I_{a1}}{V_{a1}} \quad K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

ii) Nœud voisin de rive (nœud 2):

La longueur  $l'_{w2}$  de la travée fictive de rive est prise égale à  $\chi_1 l_{w2}$ ,  $\chi_1$  étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

On prend :

$$\chi_1 = 0,80 \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{s1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{s1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{s1}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au nœud de rive 1:

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{l'_{s1}} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{s1}} \quad K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

La longueur  $l'_{s2}$  de la travée fictive à droite de l'appui 2, si elle n'est pas une travée de rive, est prise égale à 0,8  $l_{s2}$ . Dans le cas contraire, le nœud 3 est un nœud de rive, et la longueur  $l'_{s2}$  de la travée fictive de droite est prise égale à  $\chi_2 l_{s2}$  avec :

$$\chi_2 = 0,80 \quad \text{pour } K_{s2} + K_{n2} \geq 1,5 K_{w2}$$

$$\chi_2 = 1 - \frac{K_{s2} + K_{n2}}{7,5 K_{w2}} \quad \text{pour } K_{s2} + K_{n2} < 1,5 K_{w2}$$

Dans ces expressions, les K sont relatifs au nœud de rive 3:

$$K_{s2} = \frac{I_{s2}}{h'_{s2}} \quad K_{n2} = \frac{I_{n2}}{h'_{n2}} \quad K_{w2} = \frac{I_{w2}}{l'_{w2}}$$

$$(l'_{w2} = 0,8 l_{w2} = 0,8 l_{s2})$$

\*\* Si l'on néglige la solidarité avec les poteaux, les K, et  $K_n$  sont nuls (et  $\chi_1 = \chi_2 = 1$ ).

On a alors :

a) Si les moments d'inertie des deux poutres aboutissant au nœud 2 sont différents :

$$M_{w2} = M_{s2} = M'_{s2} \frac{K_{w2}}{K_{s2} + K_{w2}} + \left( M'_{w2} - \frac{1}{2,125} M_{w1} \right) \frac{K_{s2}}{K_{s2} + K_{w2}}$$

b) Si les moments d'inertie des deux poutres aboutissant au nœud 2 sont égaux ( $I_{w2} = I_{s2}$ ):

$$M_{w2} = M_{s2} = M'_{s2} \frac{l'_{s2}}{l_{w2} + l'_{s2}} + \left( M'_{w2} - \frac{1}{2,125} M_{w1} \right) \frac{l_{w2}}{l_{w2} + l'_{s2}}$$

On prendra :

$l'_{s2} = l_{s2}$  si la poutre est limitée à l'appui 3, et  $l'_{s2} = 0,8 l_{s2}$  si la poutre comporte au moins une travée au-delà de l'appui 3.

A.11.3.3. Travée de rive sans console :

La méthode est encore applicable aux poutres appuyées à une extrémité et encastrées à l'autre, en faisant  $l'_w = 0$  (ou  $l'_s = 0$ ) dans les formules, et aux poutres encastrées aux deux extrémités, en faisant  $l'_w = 0,8 l_w$  et  $l'_s = 0$  (ou  $l'_w = 0$  et  $l'_s = 0,8 l_s$ ).

A.11.4. Simplifications admises.

Si une travée de rive comporte une console, il ne faut pas oublier, pour le calcul du moment sur l'appui voisin du nœud de rive, de remplacer  $M'_w$  par les valeurs indiquées en A.11.3.2 tenant compte de l'influence du moment  $M_{w1}$  de la console au nu du nœud de rive.

Ensuite, dans les formules données en A.11.2.2, on remplace  $M'_w$  par :

$$M'_{w2} = \frac{1}{2,125} \frac{K_{s1}}{D_1} M_{w1}$$

avec  $M'_{w2} = \left( \frac{q_w l_w^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + \left( l_w \sum k_w Q_w \right)_{\text{noeud 2}}$

et  $D_1 = K_{s1} + K_{r1} + K_{a1} **$

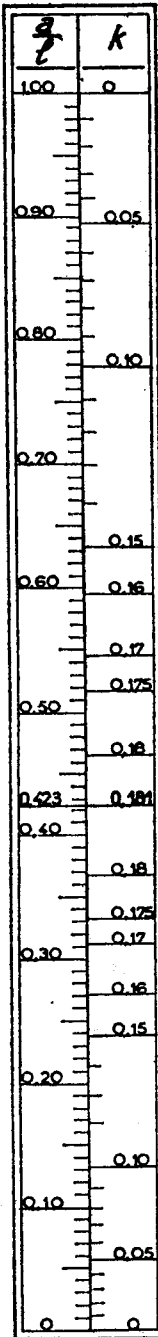
A.11.3.3. Travée de rive sans console :

Les règles A.11.3.2 ci-dessus s'étendent à ce cas en y faisant  $M_{w1} = 0$ .

A.11.4. Simplifications admises.

On peut négliger la raideur des poteaux, ceux de rive exceptés. Dans ce cas, les moments aux noeuds de rive peuvent être évalués comme indiqué en A.11.3.2 ou en A.11.3.3.

Les moments sur appuis intermédiaires sont calculés en faisant nuls les  $K_n$  et  $K_a$  correspondants, en conservant pour les moments sur les appuis voisins des appuis de rive  $l_{w2} = \chi_2 l_{w2}$  (et  $l_{a2} = \chi_a l_{a2}$  éventuellement).



A.11.5. Cas d'une seule travée (ossature symétrique et symétriquement chargée).

A.11.5.1. En désignant par :

- q la charge uniformément répartie par unité de longueur ;
- Q une charge concentrée appliquée à la distance a de l'appui sur lequel on calcule le moment ;
- l la portée de la poutre entre nus intérieurs des appuis ;
- I son moment d'inertie supposé constant ;
- I<sub>1</sub> le moment d'inertie du poteau inférieur ;
- I<sub>2</sub> le moment d'inertie du poteau supérieur, on posera :

$$K = \frac{I}{l} \quad K_1 = \frac{I_1}{h'_1} \quad K_2 = \frac{I_2}{h'_2}$$

h'<sub>1</sub> et h'<sub>2</sub> étant évalués comme indiqué en A.11.1.3 et

$$M' = \frac{ql^2}{8,5} + l \sum kQ$$

les valeurs de k étant données par l'échelle fonctionnelle ci-contre en fonction du rapport a/l.

A.11.5.2. Les moments dans les sections dangereuses sont en valeur absolue :

Au nu intérieur de l'appui, dans la poutre :

$$M = M' \frac{K_1 + K_2}{K + 1,56 (K_1 + K_2)}$$

Au nu inférieur de la poutre, dans le poteau inférieur :

$$M_1 = M' \frac{K_1}{K + 1,56 (K_1 + K_2)}$$

Au nu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_2 = M' \frac{K_2}{K + 1,56 (K_1 + K_2)}$$

A.12. Moments en travée des poutres.

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prend comme ligne de fermeture :

Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue,

A.21. Panneaux articulés sur leur contour.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs des coefficients μ<sub>x</sub> et μ<sub>y</sub> pour certaines valeurs particulières du rapport l<sub>x</sub>/l<sub>y</sub> :

l <sub>x</sub> /l <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub> = $\frac{M_x}{ql_x^2}$	μ <sub>y</sub> = $\frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,1110	0,245
0,45	0,1039	0,286
0,50	0,0973	0,328
0,55	0,0911	0,377
0,60	0,0849	0,435
0,65	0,0787	0,492
0,70	0,0728	0,550
0,75	0,0670	0,612
0,80	0,0615	0,684
0,85	0,0561	0,757
0,90	0,0511	0,831
0,95	0,0465	0,915
1,00	0,0423	1,000

Et, pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue,

Dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

**A.13. Efforts tranchants dans les poutres.**

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues, en faisant état des moments de continuité définis en A.11.2 et A.11.3. A partir des efforts tranchants d'appui, on trace le diagramme des efforts tranchants en travée pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

Dans le cas d'une seule travée, les efforts tranchants d'appui sont pris égaux à ceux de la travée indépendante de portée  $l$  si l'ossature est symétrique et symétriquement chargée.

**A.14. Moments dans les poteaux.**

On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à  $h'_2$  au-dessus du plancher et à  $h'_1$  au-dessous du nu inférieur des poutres.

**A.15. Efforts tranchants dans les poteaux.**

**Efforts normaux dans les poteaux.**

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

**A.2. CALCUL DES HOUEDES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉS**

**A.21. Panneaux articulés sur leur contour.**

Soient  $l_x$  et  $l_y$  les dimensions, mesurées entre nus des appuis, d'un tel panneau (on suppose  $0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ ) et  $q$  la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expression :

a) Sens de la petite portée  $l_x$  :

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

b) Sens de la grande portée  $l_y$  :

$$M_y = \mu_y M_x$$

Les valeurs des coefficients :

$$\mu_x = \frac{M_x}{ql_x^2} \quad \text{et} \quad \mu_y = \frac{M_y}{M_x}$$

sont données en fonction du rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$  par l'échelle fonctionnelle ci-contre.

**A.22. Panneaux continus ou semi-encastrés.**

Dans le cas général de hourdis continus ou semi-encastrés, on applique aux moments fléchissants calculés comme ci-dessus les réductions indiquées à l'article 57.2.

**A.3. CALCUL DES PLANCHERS-CHAMPIGNONS ET DES PLANCHERS-DALLES**

**A.30. Dispositions générales. — Définitions. Domaine d'application.**

A.30.1. La présente annexe concerne les bâtiments à un ou plusieurs étages dont les planchers sont 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 ou au-dessus des dalles. Les dalles peuvent éventuellement être prolongées en porte-à-faux au-delà des piliers de rive.

Sur le plan de la face supérieure d'un plancher quelconque, supposée horizontale, les traces des axes verticaux des piliers sont les points d'intersection de deux séries de droites orthogonales  $X_1, X_2, \dots, X_n, Y_1, Y_2, \dots, Y_n$ , situées dans

ce plan, dont les directions sont repérées respectivement par les lettres X et Y, et qui divisent ledit plan en rectangles de dimensions  $l_x$  et  $l_y$  (fig. 24), les valeurs de  $l_x$  (ou  $l_y$ ) pouvant être différentes pour deux travées successives suivant la direction X (ou Y).

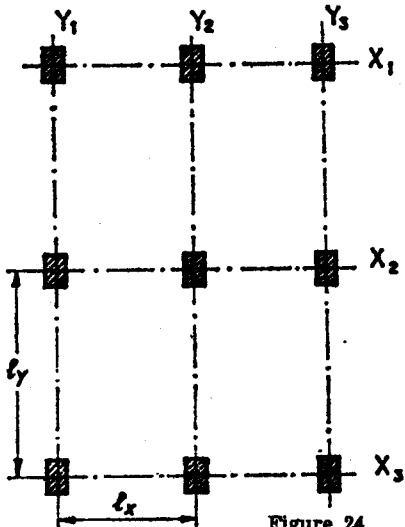


Figure 24.

$\mu_x$	$\rho$	$\mu_y$
0.11	0.40	0.265
0.10		0.25
	0.45	
0.100		0.30
	0.50	
0.090		0.35
	0.55	
	0.60	0.40
0.080		0.45
	0.65	
	0.70	0.50
0.070		0.55
	0.75	
	0.80	0.60
0.060		0.70
	0.85	
	0.90	0.80
0.050		0.90
	0.95	
	1.00	1.00
0.0423	1.00	1.00

Les dalles sont pleines, d'épaisseur constante  $h$ , et pourvues d'armatures inférieures et de chapeaux disposés dans les directions X et Y ; elles peuvent également être munies d'armatures supérieures en dehors des zones voisines des appuis. En général, l'armature des dalles ne comporte pas d'étriers.

Les piliers peuvent être ou non pourvus, à chaque étage, de têtes épanouies, en forme générale de troncs de cônes ou de pyramides renversés, appelés chapiteaux. Lorsque les chapiteaux existent, les planchers sont dits planchers champignons ; dans le cas contraire, on a des planchers dalles.

Si les dalles ne sont pas prolongées en porte-à-faux au-delà des piliers de rive, les épanouissements des têtes des piliers de rive et des piliers d'angle n'existent que dans les zones voisines de ces têtes et intérieures au bâtiment.

A.30.2. Piliers :

Tous les piliers intérieurs sont supposés identiques, de section transversale rectangulaire  $a \times b$  (fig. 25). Si les sections transversales des piliers d'aire B sont circulaires ou polygonales régulières, on prend dans les calculs effectués comme il est indiqué dans ce qui suit,  $a = b = \sqrt{B}$ . Les piliers le long d'une rive

(tous identiques à l'exclusion des piliers d'angle) ont des sections transversales rectangulaires au moins égales à  $\frac{a}{2} \times b$

ou  $a \times \frac{b}{2}$ ,  $a$  et  $b$  étant soit les dimensions réelles d'un pilier intérieur, soit les dimensions fictives déterminées comme il vient d'être dit dans le cas où les sections des piliers de rive sont des demi-cercles ou des demi-polygones réguliers.

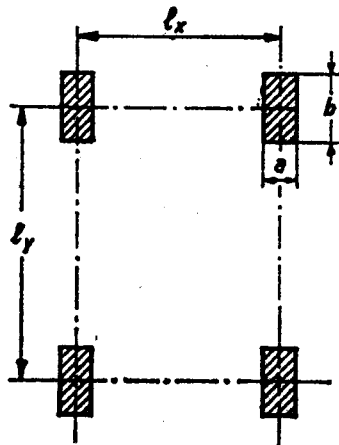


Figure 25.

Les piliers d'angle ont des sections transversales rectangulaires

identiques, d'aire au moins égale à  $\frac{a}{2} \times \frac{b}{2}$ .



A.30.3. Chapiteaux.

Le chapiteau d'un pilier intérieur est un tronc de pyramide ou un tronc de cône dont la petite base est la section supérieure de la partie prismatique du pilier. La hauteur  $h_2$  du chapiteau est la distance du plan de la petite base à la face inférieure du plancher.

Dans les calculs de résistance, on ne retient, comme volume utile du chapiteau, que la partie comprise à l'intérieur du tronc de pyramide ou du tronc de cône construit sur la petite base du chapiteau et défini par des plans ou des génératrices faisant un angle de  $45^\circ$  avec le plan horizontal (fig. 26).

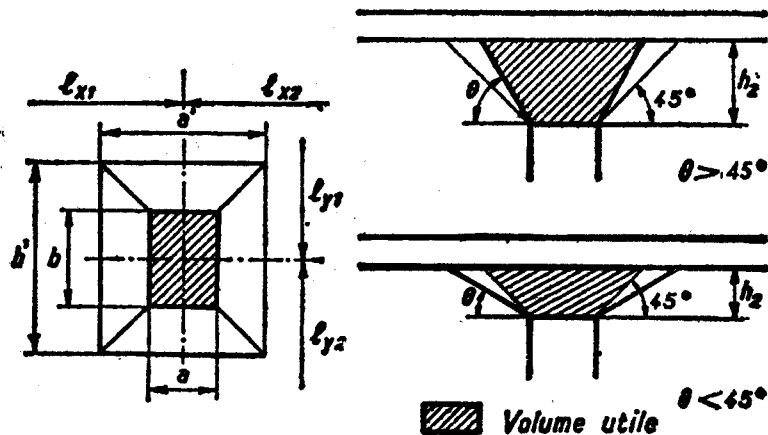


Figure 26.

Si la grande base du volume utile est constituée par un rectangle de dimensions  $a'$  et  $b'$ , on doit avoir :

$$\begin{aligned} a' &\leq 0,4 l_{x1} \\ b' &\leq 0,4 l_{y1} \end{aligned}$$

$l_{x1}$  et  $l_{y1}$  désignant les dimensions de celui des quatre panneaux entourant le pilier considéré qui a la plus faible surface ou, si elles sont pour tous les mêmes, les dimensions desdits panneaux.

Si la grande base du volume utile est constituée par une section polygonale ou circulaire d'aire  $B_1$ , les calculs de résistance sont conduits comme si la grande base était un carré de côté

$a' = b' = \sqrt{B_1}$ , sous réserve que l'on ait :

$$a' = b' \leq 0,4 l_{x1}$$

$l_{x1}$  désignant la plus petite dimension de celui des quatre panneaux entourant le pilier considéré qui a la plus faible surface, ou, si elle est pour tous la même, la plus petite dimension desdits panneaux.

Dans le cas où la dalle est surépaissie au voisinage de ses appuis grâce à des panneaux en retombée tels que C D E F (fig. 27), les dimensions  $a'$  et  $b'$  à introduire dans les calculs de résistance sont celles indiquées sur la figure :

Si les points A et B se trouvent entre les points C et D :  
 $a'$  (ou  $b'$ ) = AB

Dans le cas contraire :

$a'$  (ou  $b'$ ) = CD

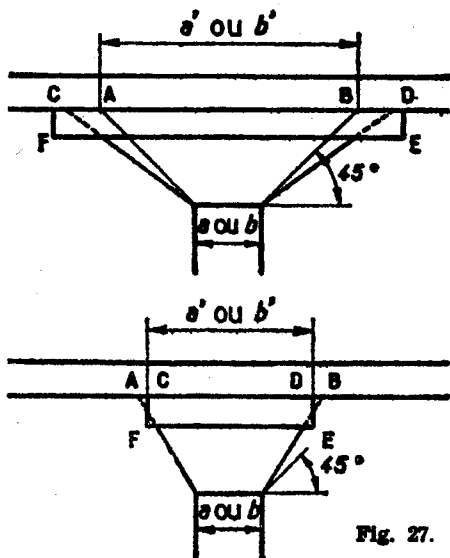


Fig. 27.

A.30.4. Domaine d'application :

Le domaine d'application des présentes règles est limité aux cas où les inégalités suivantes sont simultanément vérifiées :

$$\frac{l_y}{2} \leq l_x \leq 2l_y$$

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

$$a \leq \frac{l_{x1}}{5} \quad b \leq \frac{l_{y1}}{5}$$

A.31. Méthode de calcul.

On étudie indépendamment l'une de l'autre les flexions dans les sens X et Y des panneaux dont la juxtaposition constitue le plancher, et cela en prenant en compte chaque fois la totalité des charges et surcharges supportées par celui-ci.

A cet effet, le bâtiment ou chacun des éléments en lesquels il est éventuellement découpé par des joints de dilatation, 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 droites (X) et (Y) ci-dessus définies, conformément à ce qu'indique la figure 24. On a donc ainsi à considérer, dans chaque série, un certain nombre de portiques intermédiaires et deux portiques de rive.

Chaque portique est étudié comme un système à deux dimensions composé de montants verticaux constitués par les piliers et de traverses horizontales définies de la façon suivante :

Pour un portique intermédiaire X (ou Y), les traverses sont constituées par la bande de dalle limitée par les lignes des centres des panneaux situés de part et d'autre du portique considéré.

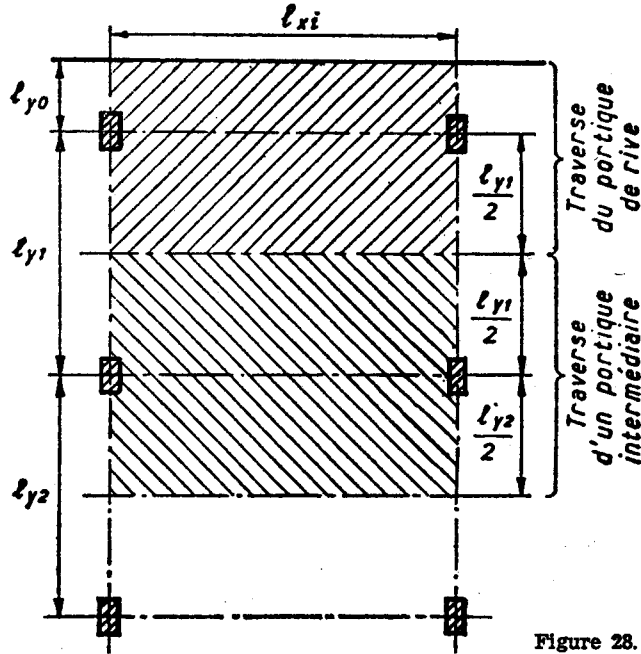


Figure 28.

Si ces panneaux ont des portées différentes  $l_{y1}$  et  $l_{y2}$  (ou  $l_{x1}$  et  $l_{x2}$ ),

la largeur de cette bande est égale à  $\frac{l_{y1} + l_{y2}}{2}$  pour un portique X

$$\left( \text{et } \frac{l_{x1} + l_{x2}}{2} \text{ pour un portique Y} \right).$$

Pour un portique de rive X (ou Y), les traverses sont les éléments de plancher définis par la figure 28, de largeur

$$\frac{l_{y1}}{2} + l_{y0} \left( \text{ou } \frac{l_{x1}}{2} + l_{x0} \right)$$

$l_{y0}$  et  $l_{x0}$  désignant, quand ils existent, les porte-à-faux de la dalle au-delà des piliers de rive. Les calculs de résistance sont effectués comme si le plan médian des traverses d'un portique intermédiaire ou de rive était confondu avec le plan contenant les axes verticaux de ses montants.

A.31.1. Charges et surcharges :

\* Il est rappelé que sous les sollicitations totales pondérées du premier genre, la surcharge  $p$  doit être évaluée en tenant compte de la majoration de 20 p. 100 prévue à l'article 7.

A.31.2. Sollicitations des portiques :

\* La hauteur des montants de l'étage inférieur est comptée du dessus des semelles de fondation au-dessus du premier plancher.

Il y a lieu de tenir compte des déplacements horizontaux des nœuds des portiques à deux travées dans les bâtiments non pourvus de palées de contreventement rigides, plus particulièrement dans le cas où les planchers sont des planchers dalles.

A. 31.1. Charges et surcharges :

Les articles ci-après s'appliquent aux cas de charges permanentes et surcharges uniformément réparties, d'intensité  $g$  et  $p$  par unité de surface \*. Toutefois, si  $P$  désigne la surcharge totale  $p l$ , sur un panneau, on peut admettre que celui-ci peut supporter en sécurité des surcharges localisées dont l'intensité

unitaire ne dépasse pas  $\frac{P}{10}$  en même temps que des surcharges uniformément réparties à condition que la surcharge totale reste au plus égale à  $0,9 P$  et que la résistance de la dalle au poinçonnement permette l'application des surcharges localisées.

Les cas où l'intensité unitaire des charges localisées dépasse  $\frac{P}{10}$  doivent faire l'objet de justifications spéciales.

La surcharge uniformément répartie  $p$  peut être distribuée d'une façon quelconque, par exemple sur une ou plusieurs files de travée ou sur certains panneaux seulement. Dans le cas où le plancher considéré constitue le fond d'un réservoir non cloisonné et supporte uniquement le poids du liquide emmagasiné dans le réservoir, la surcharge appliquée à tous les panneaux et les sollicitations qui en résultent sont proportionnelles à celles déterminées par la charge permanente  $g$ .

A.31.2. Sollicitations des portiques :

Les sollicitations de chaque portique peuvent être déterminées au moyen des méthodes classiques de la Résistance des Matériaux, les déformations dues aux efforts normaux et aux efforts tranchants étant négligées, les portées des traverses étant comptées entre les axes de leurs appuis et les hauteurs des montants étant les distances entre faces supérieures des planchers consécutifs. \*

En outre, pour tenir compte du fait que la solidarité des poteaux et de la dalle n'est assurée que localement par l'intermédiaire des chapiteaux, on doit admettre, dans le calcul des sollicitations, que :

Le facteur de rigidité des poteaux est égal au facteur de rigidité théorique multiplié par le coefficient  $\frac{2 + \lambda_k}{3}$

Le facteur de transmission des traverses est égal au facteur de transmission théorique multiplié par le coefficient  $\frac{1}{2} (1 + \lambda'_t)$ .

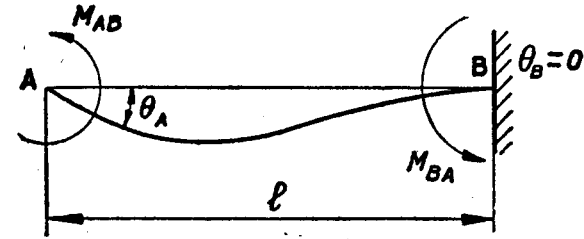


Figure 29 a (1).

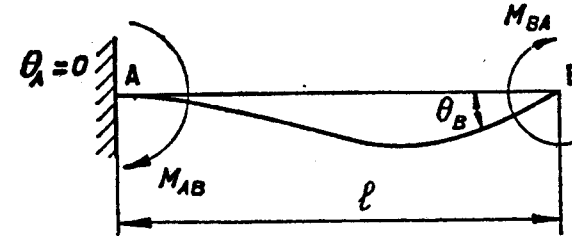


Figure 29 b (1).

Si dans une poutre AB non directement chargée,  $M_{AB}$  et  $M_{BA}$  désignent les couples respectivement exercés par la poutre AB sur le nœud A et sur le nœud B, ces couples étant comptés positivement s'ils tendent à faire tourner le nœud A ou le nœud B dans le sens trigonométrique et les rotations  $\theta_A$  et  $\theta_B$  des extrémités A et B étant également comptées positivement dans le sens trigonométrique, on appelle :

Facteurs de rigidité  $K_{AB}$  et  $K_{BA}$  les deux quantités :

$$K_{AB} = - \frac{M_{AB}}{\theta_A} \quad \text{pour } \theta_B = 0$$

$$K_{BA} = - \frac{M_{BA}}{\theta_B} \quad \text{pour } \theta_A = 0$$

Facteurs de transmission  $\mu_{AB}$  et  $\mu_{BA}$  les quantités :

$$\mu_{AB} = \frac{M_{BA}}{M_{AB}} \quad \text{et} \quad \mu_{BA} = \frac{M_{AB}}{M_{BA}}$$

(1) Les nœuds A et B exercent respectivement sur la poutre les et —  $M_{AB}$  couples —  $M_{BA}$ .

Le moment d'encastrement des traverses sur appui est égal au moment théorique multiplié par le coefficient  $1 - \frac{\lambda'_1}{3}$  où  $\lambda_a$  représente le rapport entre la hauteur du chapiteau et la hauteur du poteau, et  $\lambda'_1$  le rapport  $\frac{2 b'}{l_{21} + l_{22}}$  pour un portique X ou  $\frac{2 a'}{l_{21} + l_{22}}$  pour un portique Y.

On peut également faire les hypothèses simplificatrices suivantes :

Sous l'action des charges permanentes et des surcharges, les nœuds des portiques restent fixes, même en l'absence de palées de contreventement à condition que les portiques aient au moins trois travées ;

Les moments de continuité produits en un nœud  $i$  par les charges permanentes et les surcharges peuvent être évalués en ne prenant en compte que celles appliquées aux traverses aboutissant à ce nœud et en admettant que les traverses  $i - 2, i - 1$  et  $i + 1, i + 2$  sont parfaitement encastrées en  $i - 2$  et  $i + 2$  respectivement et que les montants sont parfaitement encastrés dans les planchers situés immédiatement au-dessous et au-dessus de celui contenant le nœud  $i$  considéré. Toutefois, les montants aboutissant au dernier plancher ou partant des fondations sont considérés comme partiellement encastrés seulement et on doit justifier les hypothèses faites en ce qui les concerne;

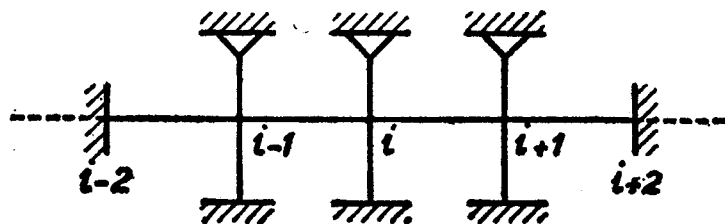


Fig. 30.

La déformation des chapiteaux est négligeable en regard de celles des parties des dalles extérieures aux chapiteaux et de celles des tronçons prismatiques des piliers;

Les sollicitations des portiques résultant, en l'absence de palées de contreventement, de l'action du vent peuvent être évaluées en application de l'article 53.1.2.

**A.32. Division des panneaux de dalles en bandes.**

Pour l'étude de la flexion dans le sens des portées  $l_x$ , chaque panneau est décomposé en une bande centrale et deux demi-bandes sur appuis.

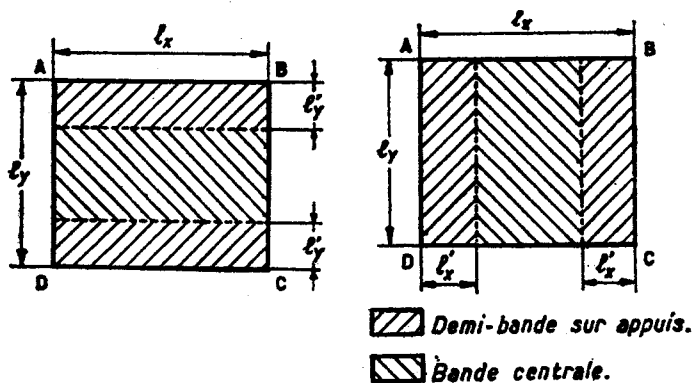


Fig. 31.

**A.32.1. Répartition des moments fléchissants entre les différentes bandes.**

\* ( $M_1$ ) et ( $M'_1$ ) doivent être déterminés en tenant compte des prolongements de la dalle en porte-à-faux lorsqu'ils existent, ainsi que de la charge permanente des façades quand elles ne sont pas constituées par des murs porteurs.

On admet que la largeur  $l_y$  de la demi-bande sur appuis est égale :

Pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments sur appuis, à la plus grande des deux dimensions :

$$\frac{b'}{2} + h_0 \text{ ou } 1,5 \left( \frac{b}{2} + h_0 \right),$$

Pour l'évaluation de la résistance de la dalle aux moments en travée, à la plus grande des deux dimensions :

$$\frac{b'}{2} + h_0 \text{ ou } 1,5 \left( \frac{b}{2} + h_0 \right) + \frac{l_x}{10}.$$

En aucun cas  $l_y$  ne doit dépasser  $\frac{l_y}{4}$ .

La largeur de la bande centrale correspondante est égale à  $l_y - 2l_y'$ .

Dans le sens de la portée  $l_y$ , la largeur  $l_x$  est définie de la même manière en substituant  $x$  à  $y$  et  $a$  à  $b$  dans les expressions précédentes.

#### A.32.1. Répartition des moments fléchissants entre les différentes bandes.

Les moments fléchissants positifs et négatifs sollicitant les traverses des portiques, déterminées comme indiqué en A.31, sont répartis entre les bandes centrales et bandes sur appuis, conformément aux indications du tableau ci-après, dans lequel :

(M) et (M') représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant une travée quelconque d'un portique intermédiaire ;

(M<sub>r</sub>) et (M'<sub>r</sub>) représentent respectivement les valeurs absolues maximales des moments positifs et négatifs sollicitant une travée quelconque d'un portique de rive. \*

L'indication rive non supportée se rapporte au cas où la dalle n'est ni surépaissie ni portée par un mur le long de la rive considérée.

L'indication rive supportée correspond au cas où le long de la rive considérée existe soit une poutre ayant une hauteur de section  $h_1$  au moins égale à trois fois l'épaisseur  $h_0$  de la dalle, soit un mur capable de supporter celle-ci et la supportant effectivement.

S'il existe, le long de la rive considérée, une poutre ayant une hauteur de section inférieure au triple de l'épaisseur  $h_0$  de la dalle, on prend les coefficients de répartition intermédiaires entre ceux donnés pour la rive non supportée et pour la rive supportée, déterminés par interpolation linéaire, la variable étant le rapport  $\frac{h_1}{h_0}$ .

DEMI-BANDE CONSIDÉRÉE	MOMENTS positifs.	MOMENTS négatifs au voisinage d'un pilier intérieur (E).	MOMENTS NÉGATIFS au voisinage d'un pilier de rive (F).	
			Rive non supportée.	Rive supportée.
Demi-bande centrale d'un portique intermédiaire (A).	0,20 (M)	0,12 (M')	0,10 (M')	0,20 (M')
Demi-bande centrale d'un portique de rive (B).	0,40 (M <sub>1</sub> )	0,24 (M' <sub>1</sub> )	0,20 (M' <sub>1</sub> )	0,40 (M' <sub>1</sub> )
Demi-bande sur appuis d'un portique intermédiaire (C).	0,30 (M)	0,38 (M')	0,40 (M')	0,30 (M')
Demi-bande sur appuis d'un portique de rive (D).	Rive non supportée.	0,60 (M <sub>1</sub> )	0,76 (M' <sub>1</sub> )	0,80 (M' <sub>1</sub> )
	Rive * supportée.	0,30 (M <sub>1</sub> )	0,38 (M' <sub>1</sub> )	0,40 (M' <sub>1</sub> )

\* Dans ce cas (M<sub>1</sub>) et (M'<sub>1</sub>) sont calculés comme si la rive n'était pas supportée.

A.33.2. Notations.

\* L'attention est appelée sur le fait qu'il faut prendre en compte dans les calculs la portée entre axes des piliers et non la portée libre entre nus des appuis comme dans la méthode exposée à l'annexe A 1.

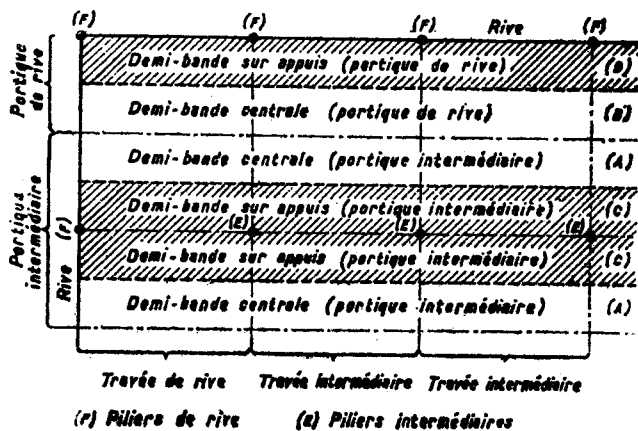


Fig. 32.



Les moments fléchissants dus à la charge permanente et à la surcharge appliquée affectés à la demi-bande d'appui d'un panneau dont un côté est une rive le long de laquelle existe une poutre sont répartis entre la poutre et la demi-bande sur les appuis de rive du panneau au prorata de leurs moments d'inertie respectifs.

Pour l'évaluation de ces moments d'inertie, la largeur de la demi-bande sur appui à prendre en compte est la largeur en travée. On doit de plus vérifier que la somme des moments équilibrés par cette demi-bande et par la poutre n'est pas inférieure au moment indiqué dans le tableau dans le cas de la rive non supportée.

### A.33. Méthode de calcul approché des sollicitations.

#### A.33.1. Domaine d'application :

La validité de la méthode approchée est strictement limitée aux cas suivants :

Le rapport  $l_x/l_y$  des deux dimensions des panneaux et celui  $a/b$  des deux dimensions des piliers rectangulaires sont au plus égaux à 1,50 ;

Les portées  $l_x$  (ou  $l_y$ ) de deux panneaux successifs ne diffèrent pas de plus de 30 p. 100 ;

La résistance aux forces horizontales est assurée par une structure rigide (murs-pignons, façades, refends, palées) distincte de celle du plancher-champignon ou du plancher-dalle.

#### A.33.2. Notations :

On désigne par :

$l_i$  la portée (avec indices  $x$  ou  $y$ ) du panneau entre axes des piliers dans le sens  $X$  ou  $Y$  \* ;

$c'$  la dimension du chapiteau ( $a'$  ou  $b'$ ) mesurée suivant la même direction que  $l_i$  ;

$h_s$  la hauteur du chapiteau, définie en A.30.3 ;

$h$ , l'épaisseur de la dalle ;

$h_1, h_2$  les hauteurs des piliers inférieurs et supérieurs mesurées entre faces supérieures des planchers ;

$q$  la charge ou surcharge évaluée par mètre linéaire de bande de dalle constituant la traverse horizontale du portique et définie en A.31.1 ;

$I$  le montant d'inertie de cette même bande ;

$I_1, I_2$  les moments d'inertie de la section courante des piliers inférieurs et supérieurs ;

$\lambda_1, \lambda_2$  les paramètres géométriques définis par les relations :

$$\lambda_1 = \frac{h_2}{h_1} \quad \lambda_2 = \frac{l_1 - c'}{l_2}$$

La méthode approchée n'est applicable que pour  $\lambda_1 \leq 0,3$  et  $\lambda_2 \geq 0,6$ .

#### A.33.3. Evaluation des sollicitations :

\* Les moments aux nœuds sont exclusivement dus à l'action des charges verticales puisque la résistance aux efforts horizontaux est supposée assurée par une structure rigide distincte du plancher.

A.33.3. Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations des portiques X ou Y (définis en A.31) peuvent être évaluées en appliquant l'article A.11 concernant les moments aux nœuds dans les poutres continues solidaires des poteaux qui les supportent. \* En particulier les longueurs  $l_w$ ,  $l_w'$ ,  $h_w$ ,  $h_w'$  sont déterminées à partir de  $l_w$ ,  $l_w'$ ,  $h_w$ ,  $h_w'$  en utilisant les coefficients de réduction définis dans cet article.

Les valeurs des coefficients K et les valeurs absolues des moments  $M'_w$  et  $M'_s$  sont données par les relations :

$$K_w = \frac{I}{\lambda_{iw} l_w'}$$

$$K_s = \frac{I}{\lambda_{is} l_s'}$$

$$K_x = \frac{2}{3} \frac{I_x (1 + 4 \lambda_x)}{h_x'}$$

$$K_y = \frac{2}{3} \frac{I_y}{h_y'} \left( 1 + \frac{\lambda_y}{2} \right)$$

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} \left( 1,5 - \frac{\lambda_{iw}^2}{2} \right)$$

$$M'_s = \frac{q_s l_s'^2}{8,5} \left( 1,5 - \frac{\lambda_{is}^2}{2} \right)$$

Dans ces relations,  $\lambda_{iw}$  et  $\lambda_{is}$ ,  $q_w$  et  $q_s$  représentent les valeurs de  $\lambda$ , et  $q$  relatives aux travées de gauche et de droite du nœud considéré.

Les moments dans les sections situées dans les axes des piliers intermédiaires et de rive sont évalués à partir des valeurs de  $K_w$ ,  $K_s$ ,  $K_x$ ,  $K_y$ ,  $M'_w$  et  $M'_s$  ci-dessus définies en utilisant les relations correspondantes données dans l'article A.11.

A.34. Résistance de la dalle aux moments fléchissants.

Les moments fléchissants affectés dans les conditions indiquées au paragraphe A.32.1 à chaque bande ou demi-bande sont supposés uniformément répartis sur la largeur de celle-ci. En conséquence, la répartition des armatures est uniforme dans chaque bande ou demi-bande.

Si les deux demi-bandes (A) relatives à un même portique intermédiaire ont des largeurs différentes, la somme des moments positifs ou négatifs qui les sollicite doit être répartie entre ces deux demi-bandes proportionnellement à leur largeur de sorte que la section d'armature par unité de largeur de l'une et l'autre de ces demi-bandes ait même aire.

\* L'attention est appelée sur le fait que l'ordre de pose des lits d'armatures dans les panneaux d'un plancher champignon ou d'un plancher dalle est l'ordre inverse de pose des lits d'armatures dans une dalle reposant sur son contour.

Si les panneaux ne sont pas carrés les armatures supérieures ou inférieures parallèles au grand côté doivent être plus proches de la face la plus voisine de la dalle que les armatures supérieures ou inférieures parallèles au petit côté. \*

Les vérifications concernant la résistance à la flexion des sections :

(I) Dans l'axe d'un appui ;

(II) Aux distances  $\frac{a'}{2}$  (ou  $\frac{b'}{2}$ ) de part et d'autre de l'axe de cet appui ;

(III) Aux bords du panneau de retombée quand il existe, sont effectuées en tenant compte de l'article 34 relatif aux goussets et aux changements brusques de section.

En outre, s'il résulte des dispositions constructives prévues que la hauteur utile du chapiteau est supérieure à trois fois la hauteur utile de la dalle, la vérification des sections sur appuis doit être faite en limitant la hauteur utile du chapiteau au triple de celle de la dalle.

Les arrêts des armatures inférieures et supérieures sont déterminés conformément à l'article 35 en remplaçant  $\frac{z}{2}$  par  $z$  à moins que la bande considérée ne soit pourvue d'étriers conformes à l'article 25.

Par ailleurs, quel que soit le rapport des portées des divers panneaux, on doit vérifier que la section des armatures en travée rencontrées sur la largeur  $l_x$  (ou  $l_y$ ) est au moins capable d'équilibrer le moment maximal en travée d'une poutre de même largeur de portée  $l_x - b'$  (ou  $l_x - a'$ ) soumise à l'ensemble des charges permanentes et des surcharges et considérée comme parfaitement encastrée à ses extrémités.

#### A.35. Résistance de la dalle aux efforts tranchants.

On peut admettre qu'il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales si :

$$T_{II} \leq T_{II_0}$$

$$\text{où } T_{II_0} = \bar{\sigma}_0 (b' + h_0) \frac{2 z l_y}{l_y + b'}$$

$T_{II}$  désignant l'effort tranchant dans la section II et  $z$  le bras de levier du couple élastique dans cette section.

Si la condition ci-dessus n'est pas satisfaite, on devra augmenter  $h_0$  ou  $b'$  ou encore prévoir des armatures transversales conformes à l'article 25. Ces armatures doivent être calculées pour une fraction de

l'effort tranchant égale à  $T_{II} \times \frac{l_y + b'}{2 l_y}$

Quelle que soit la section des armatures transversales l'effort tranchant  $T_{II}$  est limité à  $3 \left(1 - \frac{5}{h_0}\right) T_{II_0}$  où  $h_0$  désigne l'épaisseur de la dalle exprimée en centimètres.

A défaut de justification spéciale, on peut admettre que lesdites armatures sont nécessaires jusqu'à la section IV, située à une distance  $b''$  de la section II, pour laquelle la condition suivante est satisfaite :

$$T_{IV} \leq \bar{\sigma}_s (b' + b'') \frac{2 z_{IV}}{l_y + b'}$$

Les armatures supérieures traversant la section II de largeur  $b' + 2 h$ , doivent avoir une section au moins égale à celle nécessaire pour qu'elles puissent supporter, sous contrainte admissible, une traction dans leur direction d'intensité égale à  $T_{II}$ .

Ce qui précède reste valable pour les planchers dalles en substituant  $b$  à  $b'$ .

#### A.36. Résistance des piliers.

La résistance des piliers est vérifiée sous l'action des sollicitations évaluées comme indiqué en A.31.2 auxquelles on ajoutera les charges verticales provenant des étages supérieurs. La disposition des surcharges doit être envisagée de façon à produire les contraintes les plus défavorables dans le béton ou les armatures de la section considérée.

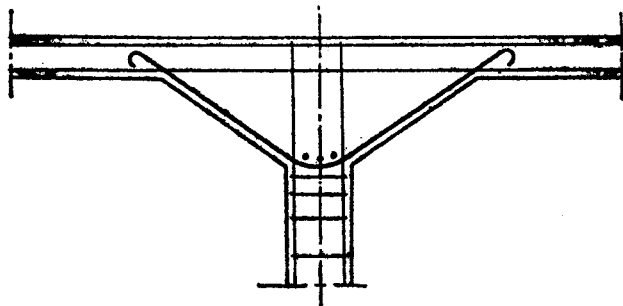


Figure 33.

Chaque portique étant par hypothèse assimilé à un système plan, les vérifications sont à faire en flexion composée et non en flexion déviée ; elles doivent être faites dans la direction X et dans la direction Y.

On doit vérifier en outre que les armatures obliques des chapiteaux (fig. 33) sont suffisantes pour assurer la résistance aux couples de flexion qui sollicitent lesdits chapiteaux lorsque la disposition des surcharges est dissymétrique.

En ce qui concerne la charge transmise par un étage donné, on doit retenir comme valeur de la réaction d'appui, la réaction la plus élevée de l'une et l'autre traverse de directions X et Y qui se croisent au droit du poteau considéré.

#### A.39. Limitation des flèches.

Dans le cas des planchers-dalles on peut en particulier utiliser la méthode décrite au paragraphe 61.2 en désignant par :

- I, le moment d'inertie de la section rendue homogène de la bande ou de la demi-bande sur appuis dont la largeur est déterminée suivant les indications données au paragraphe A.32 en ce qui concerne l'évaluation de la résistance aux moments en travée ;
- M le moment fléchissant en travée qui sollicite la bande ou la demi-bande considérée et qui est déterminé suivant les indications du paragraphe A.32.1.

**A.37. Ouvertures dans la dalle.**

Des ouvertures peuvent être pratiquées dans la zone commune à deux bandes centrales, à condition que :

- 1° Leur plus grande dimension ne dépasse pas  $l_x/6$  ;
- 2° Les sections d'armatures interrompues soient remplacées par des sections équivalentes de renfort ;
- 3° Les contraintes supportées par le béton restant ne dépassent pas les contraintes admissibles.

Entre deux ouvertures, il doit y avoir une zone pleine au moins égale, dans le sens X ou dans le sens Y, à trois fois la plus grande dimension des ouvertures. Dans la zone commune à une bande centrale et à une bande sur appuis, les ouvertures ne peuvent avoir plus de  $l_x/10$  dans le sens X ou  $l_y/10$  dans le sens Y suivant leur plus grande dimension.

Le cas d'ouvertures dans les zones communes à deux bandes sur appuis doit en tout état de cause faire l'objet de justifications spéciales, notamment en ce qui concerne la résistance à l'effort tranchant.

Dans tous les cas, les sections de béton restantes doivent être suffisantes pour que les contraintes n'excèdent pas les limites admissibles et au besoin doivent être renforcées par des armatures appropriées (longitudinales et transversales).

**A.38. Conditions de non-fragilité.**

On peut admettre que les conditions de non-fragilité sont satisfaites pour la dalle si :

La section A de l'armature longitudinale tendue d'une demi-bande sur appuis vérifie l'inégalité donnée à l'article 52 en ce qui concerne les poutres fléchies, en désignant par  $b_0$  la largeur  $l_x$  ou  $l_y$  de la demi-bande sur appuis dans la section considérée ;

Les sections  $A_x$  et  $A_y$  de l'armature longitudinale tendue des demi-bandes centrales de directions X et Y vérifient les inégalités données à l'article 52 en ce qui concerne les plaques appuyées sur quatre côtés.

**A.39. Limitation des flèches.**

Les prescriptions de l'article 61 sont applicables au calcul des flèches des planchers-champignons et des planchers-dalles.

**A.40.1. Définition :**

\* Des éléments fléchis de faibles dimensions (tels que linteaux, chevêtres, etc.), même si leur hauteur de section dépasse la moitié de leur portée, ne sont pas nécessairement à calculer et à organiser selon les règles spéciales aux parois fléchies.

En revanche, des éléments de grandes dimensions ou fortement chargés peuvent être justiciables de ces règles même si leur hauteur de section n'atteint pas exactement la moitié de la portée.

Les parois fléchies se rencontrent en particulier dans les cas suivants (fig. 34) :

a) Les parois de silos (ou constructions similaires) où la majeure partie de la charge est suspendue sous la poutre (type I) ;

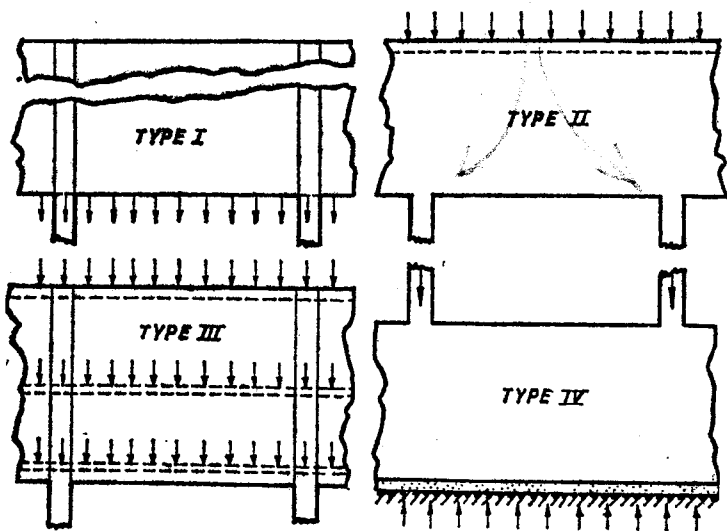


Fig. 34.

- b) Les poutres de faible élanement chargées par-dessus (type II) ;
- c) Les poutres-cloisons dans lesquelles la charge est apportée par deux ou plusieurs planchers à différents niveaux (type III) ;

Elles peuvent également se rencontrer dans les murs de cave (type IV) chargés localement par des poteaux ou des trumeaux et dont la raideur est suffisante, eu égard au module de réaction du sol, pour que l'on puisse admettre une répartition linéaire

**A.4. CALCUL DES PAROIS FLÉCHIES (MURS, CLOISONS OU VOILES FORMANT POUTRES)**

**A.40. Définition. — Domaine d'application. — Notations.**

**A.40.1. Définition :**

Les poutres droites de section constante dont la hauteur de section est supérieure à la moitié de la portée, sollicitées en flexion simple, sont considérées comme des parois fléchies généralement justiciables des règles énoncées ci-après. \*

Les parois fléchies peuvent être continues ou ne comporter qu'une seule travée libre.

des réactions du terrain sous le mur. Il est à noter cependant que ces murs ne sont justiciables des présentes règles que si les charges verticales apportées par les poteaux et trumeaux ont mêmes valeurs que les réactions d'appui de la poutre inversée supposée appuyée sur ces poteaux et trumeaux, considérés comme appuis fixes et chargée par la réaction du sol supposée linéairement distribuée ; dans ce cas, le type IV est statiquement identique au type II.

**A.40.2. Domaine d'application :**

\* Les règles sont donc directement applicables au type II précédemment défini. Elles sont également applicables au type IV, à condition de remplacer dans le texte le mot « inférieur » par « supérieur » et réciproquement, et aux types I et III moyennant la majoration des armatures verticales du réseau réparti.

A.40.2. Domaine d'application :

0. Les règles énoncées ci-après concernent exclusivement :

Les parois fléchies raidies par des montants d'appuis ou d'autres parois fléchies transversales capables d'assurer la fixité transversale des sections d'appuis ;

Le cas des charges et surcharges uniformément réparties dans chaque travée, lorsqu'elles agissent dans le plan moyen et qu'elles sont appliquées à la partie supérieure de la paroi. \* Si les charges ou surcharges sont appliquées en partie ou en totalité à la partie inférieure de la paroi, les armatures verticales du réseau réparti (A.42.2) doivent être majorées de la section correspondant à l'effort de suspension.

Si une paroi fléchie, par son rôle dans la construction, est appelée à supporter en outre des efforts transversaux de flexion ou autres, il convient d'en tenir compte.

Le cas des charges localisées nécessite une étude spéciale ; à défaut d'autre justification, on peut utiliser les indications données dans l'article A.43.

1. Il convient de s'assurer de la résistance et de la stabilité des parois fléchies sous les sollicitations totales pondérées du premier et du second genre définies à l'article 7.

A.40.3. Notations :

On désigne par :

$l_t$  la portée de la paroi entre axes des appuis ;

$h_t$  sa hauteur totale ( $h_t \geq \frac{l_t}{2}$ ) ;

$h_o$  son épaisseur ;

$q$  la charge totale appliquée par unité de longueur de paroi ;  
 $\bar{\sigma}_{bo}$  la contrainte admissible pour le béton en compression simple ;

A la section des armatures inférieures ;

A' la section des armatures filantes supérieures ;

$A_h$  la section totale des armatures horizontales à répartir sur les deux faces de la paroi entre les armatures de sections A et A' ;

M. le moment de référence  $M_o = \frac{ql_t^3}{8}$  ;

T. l'effort tranchant de référence  $T_o = \frac{ql_t}{2}$  ;

$\tau_o$  la contrainte tangente conventionnelle  $\tau_o = \frac{3}{2} \frac{T_o}{h_o h_t}$ .

A.41. Epaisseur minimale.

La valeur limite de  $\frac{q}{\bar{\sigma}_{bo} h_t}$  est définie par les deux conditions suivantes :

1° Condition de non-déversement :

$$h_o \geq \frac{\lambda^3}{2} \frac{q}{\bar{\sigma}_{bo}} \frac{l_t}{h_t}$$

où  $\lambda$  est le coefficient d'élanement de la paroi, égal par définition à  $\frac{l_t}{20 h_o}$ .

2° Condition de résistance à la compression du béton tant sous la flexion que sous l'effort tranchant :

$$h_o \geq \frac{3}{2} \frac{q}{\bar{\sigma}_{bo}} \frac{l_t}{h_t}$$

Si l'on désigne par  $h_{o1}$  et  $h_{o2}$  les deux valeurs de  $h_o$  correspondant aux cas d'égalité, on a  $h_{o1} = h_{o2}$  lorsque

$$\frac{q}{\bar{\sigma}_{bo} h_t} = \frac{1}{\sqrt{2700}} \approx \frac{1}{52}$$

Lorsque  $\frac{q}{\bar{\sigma}_{bo} h_t} < \frac{1}{52}$ , la condition prédominante est celle du déversement qui s'écrit :

$$h_o \geq \frac{l_t^3}{2 \times 400} \frac{q}{\bar{\sigma}_{bo}} \frac{l_t}{h_t}$$

mais si la paroi fléchie est raidie par des membrures longitudinales supérieures et inférieures de section suffisante et solidaires des montants d'appui, seule intervient la condition de résistance à la compression du béton.

Des nervures de raidissement convenablement liées à l'âme et aux membrures peuvent également contribuer à assurer la stabilité transversale de la paroi fléchie.

Les essais mettent par ailleurs en évidence des contraintes de compression inclinées dans les zones d'appui, qui sont plus élevées que celles que donne la théorie élastique. Dans des poutres minces fortement chargées, la rupture survient souvent par écrasement du béton dans ces zones.

A.41. Epaisseur minimale.

L'épaisseur de la paroi fléchie doit être telle que :

$$\text{si } \frac{q}{\sigma_{bc} h_t} < \frac{1}{52} \quad h_o \geq \frac{l_t}{2} \sqrt{\frac{q}{100 \sigma_{bc} h_t}}$$

$$\text{si } \frac{q}{\sigma_{bc} h_t} \geq \frac{1}{52} \quad h_o \geq \frac{3}{2} \frac{q}{\sigma_{bc}} \frac{l_t}{h_t}$$

Si la paroi fléchie est convenablement raidie par des membrures longitudinales supérieures et inférieures solidaires des montants d'appui, son épaisseur doit satisfaire l'inégalité :

$$h_o \geq \frac{3}{2} \frac{q}{\sigma_{bc}} \frac{l_t}{h_t}$$

quelle que soit la valeur de  $\frac{q}{\sigma_{bc} h_t}$ .

Il est précisé qu'en tout état de cause l'épaisseur de la paroi fléchie doit être suffisante pour assurer aisément le logement et l'enrobage des armatures, même aux croisements, et cette condition pratique conduit généralement à adopter une épaisseur supérieure aux épaisseurs minimales fixées par les formules ci-dessus.

A.42. Armatures.

\* La Résistance des Matériaux classique n'est pas applicable aux poutres de faible élanement. Dans certains cas (travées intermédiaires des parois continues à charge permanente prépondérante) les armatures pourraient être déterminées par les diagrammes de contraintes tirés de la théorie de l'élasticité; mais il est recommandé de s'en tenir en général à la méthode présente, qui tient compte implicitement des redistributions des contraintes consécutives à la fissuration du béton.

Il est entendu que le moment de référence  $M_o$  ne constitue dans le cas des parois fléchies qu'un paramètre commode pour la détermination des sections d'armatures longitudinales.

\*\* L'attention est attirée sur l'importance de la bonne tenue de l'ancrage de l'armature inférieure dans la zone d'appui. Les essais montrent que l'insuffisance de cet ancrage est susceptible de provoquer la rupture sous des charges notablement plus faibles que celles que l'on peut escompter eu égard aux autres caractéristiques de la poutre.

\*\*\* Pour les parois fléchies de faible épaisseur fortement chargées, la nécessité de prévoir des barres relevées importantes, barres qui ne peuvent être arrêtées près des appuis en raison des proportions de la paroi, conduit généralement à majorer les sections d'acier en travée déterminées comme indiqué ci-contre.

Les armatures inférieures et les armatures filantes supérieures doivent être disposées sur une hauteur de l'ordre de 15  $h_o/100$ .



A.42. Armatures.

A.42.0. Les parois fléchies sont munies d'un système d'armatures principales et d'un système d'armatures réparties constituées par des cadres verticaux (auxquels sont éventuellement adjoints des étriers) et des armatures horizontales disposées sur les deux faces de la paroi.

Les sections des armatures sont déterminées en partant du moment et de l'effort tranchant de référence  $M_0$  et  $T_0$ . \*

A.42.1. Armatures principales :

0. Les sections des armatures principales inférieures \*\* et supérieures (A, A') sont déterminées par une contrainte de traction

$$\text{admissible } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \sigma_{sa}$$

1 Parois fléchies reposant sur deux appuis :

$$A = 0,90 \frac{M_0}{h_t \bar{\sigma}_s} \left( 1 + \frac{2 h_t}{3 l_t} \right) \quad \text{si } \frac{l_t}{2} \leq h_t < l_t$$

$$A = 1,50 \frac{M_0}{l_t \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } h_t \geq l_t$$

2 Parois fléchies à plusieurs travées : \*\*\*

1) Armatures inférieures :

Travées intermédiaires :

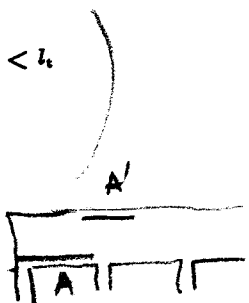
$$A = 0,60 \frac{M_0}{h_t \bar{\sigma}_s} \left( 1 + \frac{h_t}{l_t} \right) \quad \text{si } \frac{l_t}{2} \leq h_t < l_t$$

$$A = 1,20 \frac{M_0}{l_t \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } h_t \geq l_t$$

Travées de rive :

$$A = 0,70 \frac{M_0}{h_t \bar{\sigma}_s} \left( 1 + \frac{h_t}{l_t} \right) \quad \text{si } \frac{l_t}{2} \leq h_t < l_t$$

$$A = 1,40 \frac{M_0}{l_t \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } h_t \geq l_t$$



ii) Armatures filantes supérieures :

Cas où  $\tau_o \leq 2,5 \bar{\sigma}_s$  (sans barres relevées) :

$$A' = 0,60 \frac{M_o}{h_t \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } \frac{l_t}{2} \leq h_t \leq l_t$$

$$A' = \frac{2,40 M_o}{(l_t + 3 h_t) \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } h_t > l_t$$

Cas où  $\tau_o > 2,5 \bar{\sigma}_s$  (avec barres relevées) :

$$A' = 0,50 \frac{M_o}{h_t \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } \frac{l_t}{2} \leq h_t \leq l_t$$

$$A' = \frac{2 M_o}{(l_t + 3 h_t) \bar{\sigma}_s} \quad \text{si } h_t > l_t$$

Si les rapports de la portée de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës sont inférieurs à 0,80 ou supérieurs à 1,25, on considère le  $M_o$  se rapportant à la plus grande des travées et on fait filer sur toutes les travées les armatures supérieures déterminées comme ci-dessus.

Quel que soit le nombre de travées, si l'armature inférieure n'est pas relevée au voisinage des appuis, elle doit être prolongée sur toute la longueur de chacune des travées, totalement ancrée au-delà de la section située au nu intérieur des poteaux et prolongée jusqu'au parement opposé dans le cas d'un appui de rive.

A.42.2. Armatures secondaires :

0. Les sections des armatures secondaires horizontales et verticales sont évaluées en partant de l'effort tranchant  $T_o = \frac{ql_t}{2}$ .

La contrainte de traction admissible  $\bar{\sigma}_{at}$  de ces armatures est déterminée suivant les indications de l'article 25 à partir de la contrainte tangente conventionnelle  $\tau_o = \frac{3 T_o}{2 h_o h_t}$ , où  $h_t$  est limité à la portée  $l_t$  de la poutre si la hauteur excède la portée.

1. Armatures horizontales :

La section totale des armatures horizontales à disposer sur les deux faces de la paroi fléchie dans la hauteur comprimée entre les armatures principales inférieures et supérieures est donnée par :

$$A_h = 0,25 \frac{T_o l_t}{h_t \bar{\sigma}_{at}} \quad \text{si } \frac{l_t}{2} \leq h_t < l_t$$

et  $A_h = 0,25 \frac{T_o}{\bar{\sigma}_{at}} \quad \text{si } h_t \geq l_t$

Les deux tiers de la section  $A_h$  ainsi définie doivent être répartis dans la partie inférieure de la poutre sur une hauteur égale aux deux cinquièmes de la plus petite des dimensions  $h_t$  et  $l_t$ .

La distribution des armatures transversales s'effectue donc comme si la poutre était soumise à un effort tranchant constant en valeur absolue et égal à  $\frac{T_o}{2}$ .

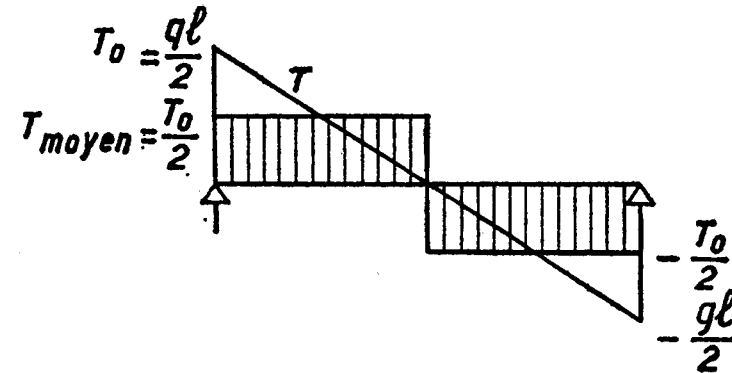
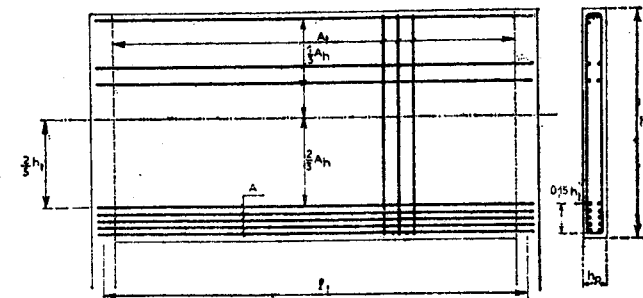


Figure 35.



Ancrage des barres principales.

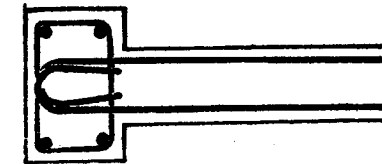


Figure 36. (Cas où  $h_t \leq l_t$ )

2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées comme pour les poutres usuelles, selon l'article 25, mais en faisant état de la contrainte tangente conventionnelle  $\tau_c$  définie en A.42.2.0.

Si  $\frac{l_t}{2} \leq h_t \leq l_t$ , on applique l'article 25 sans modification.

Si  $h_t > l_t$ , les calculs sont effectués avec une hauteur de paroi fictive égale à  $l_t$ , et la moitié des armatures verticales calculées est prolongée jusqu'à la partie supérieure de la poutre.

La section totale des armatures transversales déterminées selon l'article 25 et correspondant à l'ensemble de la travée est répartie uniformément sur toute la longueur de cette travée.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{T_0}{2\bar{\sigma}_{at}}$$

$\bar{\sigma}_{at}$  fonction  $\tau_c$

Le cas  $\tau_c > 2,5 \bar{\sigma}_c$  correspond aux parois fléchies de faible épaisseur fortement chargées (parois de silos par exemple).

Pour ce cas, il est recommandé d'utiliser les dispositions d'armatures indiquées par les figures ci-après.

La section A des armatures principales doit être constituée par quatre barres au moins, ces barres étant relevées à 45° suivant les indications données sur les figures ci-dessous, à l'exception de la barre inférieure qui est filante.

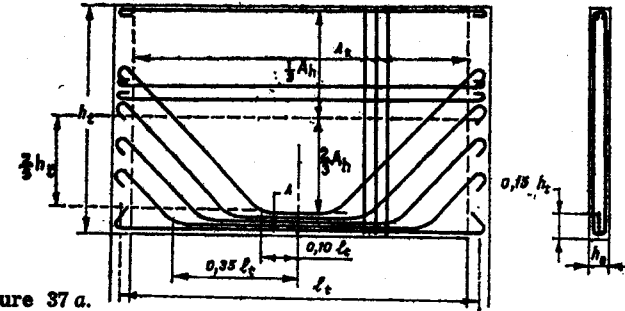


Figure 37 a.

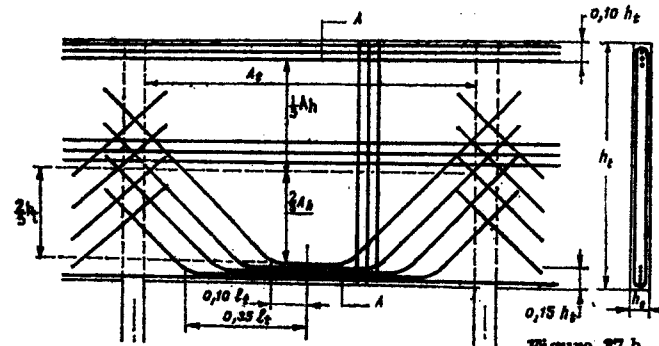


Figure 37 b.

A.42.3. Conditions de non-fragilité :

On peut admettre que les conditions de non-fragilité énoncées à l'article 19.1 sont satisfaites si les sections A des armatures principales inférieures et supérieures vérifient l'inégalité :

$$\frac{A}{h_p h_t} \geq 0,60 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}$$

et si les sections A<sub>s</sub> et A<sub>t</sub> des armatures secondaires horizontales et transversales vérifient les inégalités

$$\frac{A_s}{h_p h_t} \geq 0,40 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{st}}, \quad \frac{A_t}{h_p h_t} \geq 0,40 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Dans ces inégalités, la valeur de h<sub>t</sub> doit être limitée à celle de l, quand la hauteur excède la portée.

A.43. Cas des charges localisées.

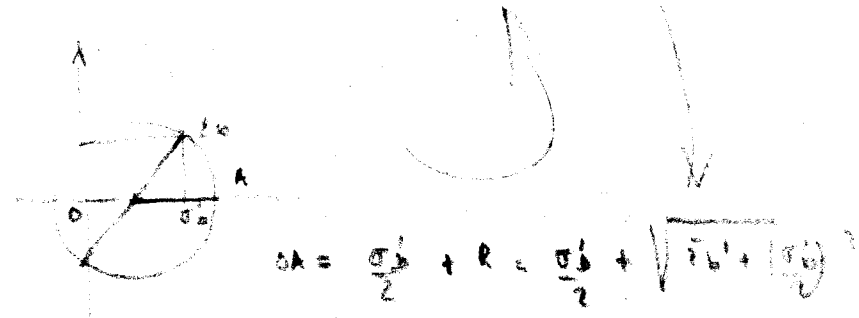
Si l'intensité des charges localisées est du même ordre de grandeur que celle des réactions d'appui, il est indispensable de majorer la section des armatures secondaires horizontales de façon que la section de ces armatures, répartie dans la partie supérieure de la poutre, ait même aire que celle prévue au paragraphe A.42.2 en ce qui concerne la partie inférieure.

A.51. Règles générales.

\* Cette inégalité traduit la condition pour que la contrainte principale ne dépasse pas  $\bar{\sigma}_{bo}$ , c'est-à-dire :

$$\frac{1}{2} \left( \sigma_b + \sqrt{\sigma_b^2 + 4 \tau^2} \right) \leq \bar{\sigma}_{bo}$$

(cercle de Mohr)



**A.43. Cas des charges localisées.**

L'action des charges localisées nécessite une étude spéciale relative à chaque cas particulier.

Sous réserve que les charges localisées soient transmises par des nervures verticales régnant sur toute la hauteur de la paroi fléchie, on peut, à défaut d'autre justification, déterminer les sections d'armatures principales et secondaires en remplaçant, dans les formules données en A.42.1 et A.42.2,  $M_e$  et  $T$ , par  $M_M$  et  $T_M$ , ces deux quantités désignant respectivement le moment fléchissant maximal et l'effort tranchant maximal résultant de l'ensemble des charges appliquées dans la travée supposée sur deux appuis simples.

**A.5. RÉSISTANCE A LA TORSION**

**A.51. Règles générales.**

- i) Les contraintes tangentes dues à la torsion doivent être composées avec les contraintes tangentes dues à l'effort tranchant éventuellement concomitant, et les contraintes résultantes ne doivent pas excéder les limites définies à l'article 25.1.2.
- ii) S'il existe en outre des efforts de compression longitudinale, la contrainte de compression longitudinale  $\sigma_b$  pouvant être appliquée est bornée par l'inégalité \* :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b0} - \frac{\tau_b^2}{\bar{\sigma}_{b0}}$$

où  $\tau_b$  désigne la contrainte tangente de torsion.

- iii) Si la section est en même temps soumise à la torsion et à d'autres efforts, les armatures tendues longitudinales ou transversales, nécessaires pour résister à ces efforts, s'ajoutent aux armatures déterminées pour résister à la torsion seule.

**A.52. Section pleine circulaire (ou octogonale).**

**A.52.1. Valeur de la contrainte tangente de torsion :**

$a$  désignant le diamètre de la section (ou du cercle inscrit dans la section) et  $M_t$  le moment de torsion, la contrainte tangente du béton est

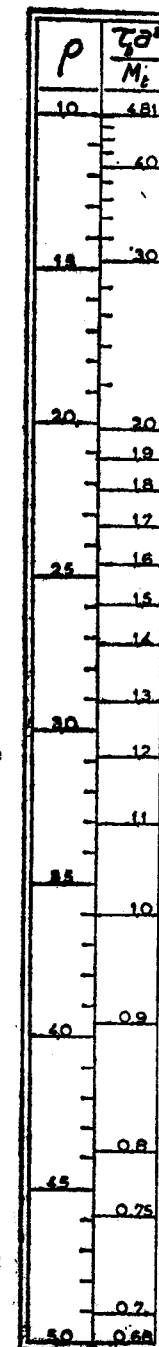
$$\tau_b = 5,09 \frac{M_t}{a^2}$$

**A.53.1. Valeur de la contrainte tangente de torsion :**

En posant  $\rho = \frac{b}{a} \geq 1$ , on a :

$$\tau_b = \frac{M_t}{a^2} \frac{1}{\rho} \left( 4,81 - 1,81 \frac{\rho - 1}{\sqrt{2 + \rho^2}} \right)$$

Les valeurs de  $\frac{\tau_b a^2}{M_t}$  sont données en fonction de  $\rho$  par l'échelle fonctionnelle ci-contre.



A.52.2. Armatures :

1) Les volumes relatifs des armatures longitudinales et transversales de torsion ou « pourcentages » longitudinal  $\bar{\omega}_l$  et transversal  $\bar{\omega}_t$  sont égaux. Leur valeur commune est :

$$\bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{2 \tau_b}{3 \bar{\sigma}_a}$$

la contrainte  $\bar{\sigma}_a$  étant celle fixée à l'article 10.4.

ii) Les armatures longitudinales sont uniformément réparties sur la périphérie ; les armatures transversales forment des spires dont l'écartement est au plus égal à  $a/2$ .

A.52.3. Rotation élastique unitaire :

La rotation élastique rapportée à l'unité de longueur de fibre moyenne, ou rotation élastique unitaire  $\theta$  est :

$$\theta = 23,5 \frac{M_t}{E_b a^4}$$

$E_b$  étant le module de déformation longitudinale du béton, qui peut prendre les valeurs  $E_1$  ou  $E_2$  définies à l'article 9.6.

A.53. Section pleine rectangulaire de petit côté  $a$  et de grand côté  $b$ .

A.53.1. Valeur de la contrainte tangente de torsion :

La contrainte tangente du béton est maximale au milieu du grand côté  $b$  et sa valeur est :

$$\tau_b = \frac{M_t}{a^2 b} \left( 4,81 - 1,81 \frac{b - a}{\sqrt{2 a^2 + b^2}} \right)$$

A.53.2. — Armatures :

1) Les volumes relatifs des armatures longitudinales et transversales de torsion ou « pourcentages » longitudinal  $\bar{\omega}_l$  et transversal  $\bar{\omega}_t$  sont égaux. Leur valeur commune est :

pour  $b \leq 3,5 a$  :  $\bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{a + b}{3 b} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a}$

pour  $b > 3,5 a$  :  $\bar{\omega}_l = \bar{\omega}_t = \frac{3}{7} \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_a}$

la contrainte  $\bar{\sigma}_a$  étant celle fixée à l'article 10.4.

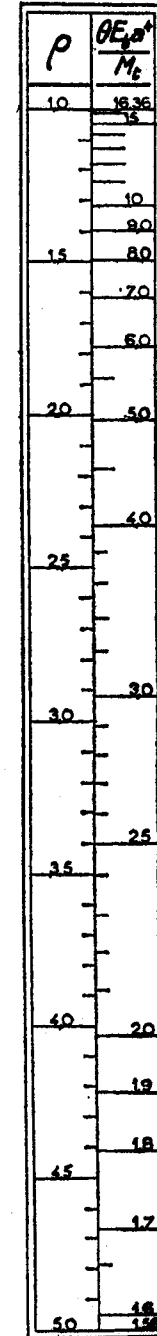
ii) Les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement sur les faces pour les sections de grandes dimensions. Les armatures transversales forment des cadres enveloppants dont les plans sont normaux à la ligne moyenne et l'écartement inférieur à  $a$ .

A.53.3. Rotation élastique unitaire :

En posant  $\rho = \frac{b}{a} \geq 1$ , on a :

$$\theta = \frac{M_t}{E_b a^4} \frac{1 + \rho^2}{\rho^2} \left[ 8,18 - 1,29 \left( \frac{1 - \rho}{1 + \rho} \right)^2 \right]$$

Les valeurs de  $\frac{\theta E_b a^4}{M_t}$  sont données en fonction de  $\rho$  par l'échelle fonctionnelle ci-contre.



A.53.3. Rotation élastique unitaire :

La rotation élastique unitaire  $\theta$  est :

$$\theta = M_t \frac{a^2 + b^2}{E_b a^2 b^2} \left[ 8,18 - 1,29 \left( \frac{a - b}{a + b} \right)^2 \right]$$

$E_b$  étant le module de déformation longitudinale du béton, qui peut prendre les valeurs  $E_1$  ou  $E_2$  définies à l'article 9.6.

A.54. Autres sections.

Les problèmes qui se rapportent aux sections en V, en I ou en cornières et aux sections évidées ou en caissons doivent être traités en utilisant les théories classiques relatives aux profils à parois minces ouverts ou fermés.

---

B.12.1. Caractères mécaniques garantis.

\* La limite d'élasticité visée ici est la limite conventionnelle à 0,2 p. 100 d'allongement rémanent.

## ANNEXE B

## B.1. TREILLIS SOUDÉS

## B.10. Domaine d'application.

Conformément à l'article 12.3, les prescriptions de la présente annexe sont applicables, jusqu'à parution d'un texte réglementaire, aux treillis soudés formés de fils lisses bruts de tréfilage de forme cylindrique.

## B.11. Caractères géométriques.

Les diamètres nominaux  $\varnothing$ , exprimés en mm, des fils constitutifs sont les suivants :

3 3,5 4 4,5 5 6 7 8 9 10 12

Les tolérances sur ces diamètres sont :

$\pm 0,10$  mm pour  $\varnothing \leq 6$  mm ;  
 $\pm 0,15$  mm pour  $\varnothing > 6$  mm.

Les espacements entre axes des fils, exprimés en mm, peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les fils porteurs..... 75 100 125 150 200  
 Pour les fils de répartition.. 50 100 150 200 250 300,  
 sans pouvoir excéder les valeurs limites indiquées à l'article 57.3.3.

## B.12. Caractères mécaniques.

## B.12.1. Caractères mécaniques garantis :

Sont garanties les valeurs minimales  $\sigma_{e,g}$  et  $\sigma_{a,g}$  de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction. Ces valeurs sont :

Pour  $\varnothing \leq 6$  mm :  $\sigma_{e,g} = 53$  kg/mm<sup>2</sup> soit 5.200 bar ;  
 $\sigma_{a,g} = 61$  kg/mm<sup>2</sup> soit 6.000 bar.

Pour  $\varnothing > 6$  mm :  $\sigma_{e,g} = 45$  kg/mm<sup>2</sup> soit 4.410 bar ;  
 $\sigma_{a,g} = 52$  kg/mm<sup>2</sup> soit 5.100 bar. \*

Ne sont pas garantis : l'allongement de rupture et les caractères mécaniques qualitatifs.

## B.12.2. Mesure des caractères mécaniques. — Interprétation des essais :

- i) Les caractères mécaniques sont mesurés sur des éprouvettes prélevées sur les fils constitutifs du treillis. Chaque éprouvette comporte obligatoirement une soudure en son milieu.
- ii) L'effectif de l'échantillon faisant l'objet d'une même épreuve de contrôle est fixé à 5.
- iii) Les prescriptions de l'article 12 du fascicule 4, titre I<sup>er</sup>, du C. P. C. sont applicables pour l'interprétation des essais.

## B.13. Caractères d'adhérence.

Il n'y a pas lieu de fixer un coefficient de scellement ( $\psi_s$ ) pour les treillis soudés, les conditions dans lesquelles doivent être réalisés les scellements et recouvrements des fils constituant les treillis étant fixées aux articles 29.2 et 31.

## B.20.3. Format des dessins.

\* La dimension de 30 cm pour la hauteur des dessins a en outre l'avantage de correspondre au champ visuel direct.

## B.20.4. Echelles.

Par exemple, on peut adopter les échelles suivantes :

Pour les ensembles : 0,1 cm par mètre (1/1.000), 0,2 cm par mètre (1/500) ou 0,5 cm par mètre (1/200) ;

Pour les coffrages : 1 cm par mètre (1/100) ; mais de préférence 2 cm par mètre (1/50) ;

Pour les armatures : 2 cm par mètre (1/50), 5 cm par mètre (1/20) ou 10 cm par mètre (1/10).



**B.13. Caractères d'adhérence.**

Le coefficient de fissuration  $\eta$  est pris égal à 1.

**B.14. Limite d'élasticité nominale.**

Les valeurs de la limite d'élasticité nominale se confondent avec les valeurs minimales garanties, c'est-à-dire :

Pour  $\varnothing \leq 6$  mm :  $\sigma_{en} = 53$  kg/mm<sup>2</sup> soit 5.200 bar.

Pour  $\varnothing > 6$  mm :  $\sigma_{en} = 45$  kg/mm<sup>2</sup> soit 4.410 bar.

**B.2. PRÉSENTATION TYPE DES DESSINS DES CONSTRUCTIONS EN BÉTON ARMÉ****B.20. Prescriptions générales.****B.20.1. Etablissement des dessins.**

Il est établi, en général, des dessins définissant les formes des ouvrages dits *plans de coffrage* et des dessins représentant leurs armatures, ceux-ci étant, en principe, distincts de ceux-là.

**B.20.2. Détails d'emploi et commandes d'acier.**

Les détails d'emploi des aciers ainsi que les commandes constituent des documents propres à l'entreprise et ne sont pas susceptibles d'être normalement consultés par des organismes ou personnes étrangères à l'entreprise. Il n'est donc pas utile de prévoir des règles de normalisation pour ces documents. Toute liberté est laissée au constructeur ou au bureau d'études en ce qui concerne de tels documents.

**B.20.3. Format des dessins.**

Toute liberté est laissée pour le format des dessins, dans le cadre des normes en vigueur.

Ceux qui sont destinés à la construction sont complètement cotés : en aucun cas une dimension nécessaire à la mise en place ne doit être mesurée sur les dessins.

Autant que possible, ces dessins sont présentés sur 30 cm de hauteur afin qu'ils puissent être consultés sur chantier en ouvrant un seul pli. \*

**B.20.4. Echelles.**

Les échelles sont exprimées en centimètres par mètre et sous forme de rapport entre parenthèses. Ex. : 2 cm par mètre (1/50).

Le plan d'ensemble est établi à petite échelle, et successivement, les échelles croissent suivant la nécessité du détail.

**B.20.5. Cartouche d'inscription.**

**B.20.5.1. Position du cartouche :**

Le cartouche est placé dans un des angles de la feuille au mieux de la place laissée disponible, de telle façon qu'il apparaisse une fois le document plié. Il est contenu dans un cadre de 19 × 27,7 cm au maximum.

**B.20.5.2. Renseignements à porter dans le cartouche :**

- Numéro de l'affaire.
- Titre de l'affaire.
- Nom du maître de l'ouvrage et adresse s'il y a lieu.
- Nom de l'architecte, de l'ingénieur, etc.
- Nom et adresse de l'entrepreneur.
- Nom de l'auteur du projet des éléments en béton armé de l'ouvrage avec éventuellement son adresse.
- Noms des dessinateurs.
- Titre du dessin.
- Numéro du dessin.
- Date de l'établissement du dessin.
- Echelles.
- Modifications.
- Nom et signature de la personne responsable du projet des éléments en béton armé précédés de la mention « Le responsable ».

**B.20.6. Autres renseignements à porter sur les dessins :**

**B.20.6.1. Comme indiqué au chapitre XIV (§ 65.2.2) on doit obligatoirement mentionner d'une façon très apparente sur les dessins :**

- Les caractères mécaniques exigés pour les armatures ;
- Les résistances à la compression et à la traction exigées pour le béton ;
- La surcharge de service et le poids des revêtements inférieur et supérieur ;
- Les sollicitations les plus défavorables transmises à chacune des fondations.

Toute liberté de disposition ou de rédaction est donnée pour les indications autres que celles mentionnées ci-dessus.

**B.20.6.2. Lorsque l'ouvrage comporte des planchers chauffants, les dessins doivent l'indiquer clairement.**

**B.21. Dessins de coffrage.**

**B.21.1. Conventions générales.**

Les dessins de coffrage représentent les divers plans, coupes et élévations des surfaces brutes, enduits non compris.

**B.21.3. Repérage des éléments des planchers.**

**B.21.3.1.**

Par exemple, une poutre du troisième étage peut porter le numéro 225, cela ne signifiant pas forcément que le plancher comporte 225 poutres, mais que ce numéro appartient à la suite de toutes les poutres du chantier.

**B.21.3.2.**

Il est souvent commode de définir un poteau par l'intersection de deux axes orthogonaux, les axes étant désignés dans un sens par des lettres et dans l'autre par des chiffres (ex. : G 12).

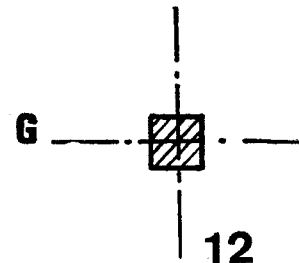


Figure 38.

**B.21.2. Conventions relatives aux planchers.**

**B.21.2.1.** Pour les vues en plan des planchers, la convention générale suivante est adoptée :

Le plancher représenté est repéré par la dénomination de l'étage couvert par le plancher complétée éventuellement par l'indication du niveau. C'est ainsi que le plancher du premier étage s'appelle plancher haut du rez-de-chaussée. On représente en traits pleins les arêtes du coffrage vide (avant coulage du béton) nécessaire à l'établissement de ce plancher.

**B.21.2.2.** La convention ci-dessus entraîne les conséquences suivantes :

- i) Les poutres sont dessinées en traits pleins ;
- ii) Les poteaux-supports du plancher peuvent être représentés par des surfaces pochées en noir ou en grisé ou par un contour à gros traits, s'il est nécessaire que des cotes diverses soient attachées à l'intérieur de la surface représentant la section du poteau ;
- iii) Le contour des murs porteurs peut être représenté par des traits forts d'environ 0,5 mm ou plus.

**B.21.2.3.** Les ouvertures sont représentées par un trait limitant le contour de celles-ci ; à l'intérieur de ce contour, il est prévu des traits fins en diagonales. Si l'ouvrage comporte un grand nombre de trous spéciaux, tels que scellements traversant complètement le plancher ou limités en profondeur, on peut adopter une représentation schématique. Il suffit qu'une légende explicative du dessin, très apparente, précise la signification du schéma adopté.

**B.21.3. Repérage des éléments des planchers.**

**B.21.3.1.** Chaque plancher étant repéré par son titre, il n'est pas utile que le repérage des éléments d'un même plancher soit suivi d'un indice numérique correspondant à l'étage. Les poutres peuvent être représentées par des numéros en chiffres arabes. On adopte, au choix, une numérotation particulière à chaque étage ou bien une numérotation continue pour toutes les poutres d'un même chantier.

**B.21.3.2.** Les poteaux peuvent être repérés par des lettres majuscules P suivies d'un numéro en indice. Aucune loi de numérotation n'est imposée pour le choix des indices. Toutefois, le repère d'un poteau doit se retrouver à tous les étages si les tronçons des poteaux supérieurs sont à l'aplomb du poteau de base.

**B.21.3.4.**

Ex. :



16 cm de corps creux et 4 cm de dalle.

B.21.3.3. Le repérage des dalles en plan peut se faire par des lettres minuscules entourées d'un cercle. Le cas échéant, un trait en diagonale passant par le centre du cercle, mais interrompu à l'intérieur de celui-ci, est tracé pour préciser les limites de la dalle considérée.

B.21.3.4. Les épaisseurs des dalles pleines sont indiquées par un nombre entouré de deux cercles, étant entendu que ce nombre représente en centimètres l'épaisseur de la dalle de béton armé. Les épaisseurs des planchers à hourdis creux sont indiquées par deux nombres séparés par le signe + et entourés de deux cercles, le premier nombre représentant l'épaisseur du corps creux et le second celle de la dalle.

B.21.3.5. Les cotes de niveau du plancher correspondant au-dessus de la dalle en béton armé sont définies par rapport à un zéro conventionnel établi pour le chantier. Ces cotes sont représentées par un nombre entouré d'un cercle. Un signe + ou un signe - est disposé dans l'espace restant dans le cercle au-dessus du nombre pour préciser si la cote est au-dessus ou au-dessous du zéro conventionnel.

B.21.3.6. En cas de dénivellations de plancher, les cotes de niveau entourées d'un cercle sont disposées de part et d'autre de la ligne de changement de niveau de manière à attirer l'attention sur la signification de cette ligne. Au besoin, de petites coupes partielles, faites sur le plan lui-même, sont disposées pour faciliter la lecture du plan.

B.21.4. Coupes et élévations.

B.21.4.1. Repérage :

Les diverses coupes d'un même plan de coffrage sont repérées sur celui-ci par des traits mixtes épais (fig. 39).

Un retour perpendiculaire au trait de coupe et à l'extrémité de celui-ci d'environ 5 mm de longueur, indique le sens dans lequel la vue est faite.

Des chiffres romains situés aux extrémités des traits de coupe et à côté des retours servent pour le repérage des dessins représentant les coupes elles-mêmes (fig. 39).



Figure 39.

\* Par exemple, 22 x 40 signifiera une poutre de 22 cm de largeur et de 40 cm de hauteur.

Lorsqu'une même vue représente une coupe faite par plusieurs plans, la ligne de repérage sur le plan de coffrage est une ligne brisée dont chaque angle est indiqué par le chiffre romain désignant la coupe (fig. 40).

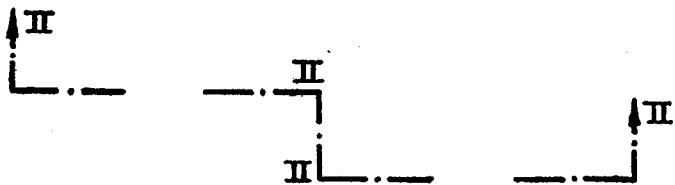


Figure 40.

B.21.4.2. Cotes :

- i) Toutes les cotes nécessaires à la correcte implantation et à la complète exécution doivent être portées sur les dessins.
- ii) Les cotes sont inscrites parallèlement aux segments de ligne de cote dont elles désignent la longueur et en leur milieu. Elles sont indiquées en centimètres pour les longueurs inférieures à 1 mètre, et en mètres, avec deux décimales après la virgule, pour les longueurs supérieures à 1 mètre.

Si, exceptionnellement, on a besoin de donner le chiffre des millimètres, celui-ci est figuré en caractères plus petits, mais la partie supérieure du chiffre des millimètres ne doit pas dépasser le sommet des chiffres précédents.

Un point est disposé sous ce dernier chiffre pour préciser cette convention. Exemple : 27°.

- iii) Les lignes de cote et les lignes de rappel sont représentées par des traits continus fins (0,1 à 0,2 mm d'épaisseur). Les longueurs représentatives de ces cotes sont limitées soit par deux flèches aboutissant aux traits de rappel perpendiculaires aux lignes de cote, soit par un petit trait oblique situé à l'intersection des lignes de cote et des lignes de rappel.

- iv) En principe, les cotes de segments verticaux sont inscrites à gauche de ces segments, de manière que la lecture de tous les chiffres verticaux se fasse dans le même sens, et de bas en haut.

- v) La ligne de cote totale doit figurer sous une ligne de cotes partielles.

- vi) Les équarrissages de poutres sont disposés près du numéro de repérage dessiné en gros caractères. L'équarrissage est représenté par deux nombres séparés par le signe × ; le premier de ces nombres mesure la largeur de la poutre et le second la hauteur exprimées toutes deux en centimètres. \*

B.21.1.2.

\* Exception peut être faite pour les tronçons constitutifs des barres tels que barres longitudinales de hourdis ou barres de montage dont les recouvrements peuvent être sans inconvénients déterminés sur le chantier.

\*\* Lorsque les dessins représentent des armatures munies de crochets, chaque crochet projeté sur un plan parallèle au sien est dessiné à l'échelle ; chaque crochet projeté parallèlement à son plan est représenté conventionnellement comme indiqué sur la figure 42.



Figure 42.

Cette disposition est valable aussi bien pour les armatures des poutres figurant dans les élévations spéciales que pour les armatures des dalles figurant sur les plans au 1/50 (2 cm par mètre).

- vii) Il est convenu que les hauteurs sont les hauteurs totales, y compris la dalle de béton armé, mais non compris les revêtements divers. S'il est nécessaire d'indiquer la hauteur de soffite sous la dalle de la poutre, le dernier chiffre pourra être suivi des deux lettres minuscules sh, signifiant « sous hourdis ».
- viii) Sur les coupes verticales, élévations ou profils verticaux, les cotes de niveau sont accompagnées d'une flèche noire et blanche dont la pointe est située au niveau à repérer et la base horizontale (fig. 41).

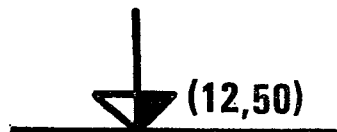


Figure 41.

## B.22. Dessins d'armatures.

### B.22.1. Indications générales à porter sur les dessins.

B.22.1.1. Les indications concernant les armatures doivent définir complètement, sans lacune ni ambiguïté, leurs formes et leurs positions.

B.22.1.2. La longueur de chaque barre doit être cotée. \*

Les rayons de courbure pour le façonnage des barres (étriers ou cadres, ancrages et coudes) doivent être :

- Soit indiqués dans un tableau ou sous forme de nota très visibles sur les plans de ferrailage ;
- Soit cotés directement sur les plans de ferrailage.

Cette dernière représentation s'impose lorsque des barres de plusieurs lits sont coudées dans le même plan.

Lorsque cela est nécessaire les barres présentant des tracés courbes sont définies chacune par un détail spécial entièrement coté. \*\*

B.22.1.3. Les dessins d'armatures doivent représenter tous les détails nécessaires pour permettre l'exécution complète du ferrailage. Les dessins d'armatures étant des dessins d'exécution complets, les références aux plans de coffrage à consulter, les joints ou plans d'arrêt ou de reprise de bétonnage, les nota importants concernant des sujétions particulières figurent sur ces dessins. En particulier sont définies les distances des barres entre elles ou aux parois, notamment aux croisements. Il peut y avoir intérêt, dans les nœuds où le ferrailage est dense, à représenter l'enchevêtrement des barres par un détail coté et dessiné à grande échelle.

### B.22.1.4.

Pour désigner les aciers en barres :

Pour les ronds lisses on utilise la lettre  $\emptyset$  précédée, si nécessaire, du nombre des barres et suivie de l'indication du diamètre nominal. La nuance de l'acier est indiquée en abrégé, à la suite, entre parenthèses si elle est autre que la nuance Fe E 22 ;

Exemples :

- 4  $\emptyset$  20 signifie 4 ronds lisses de 20 mm, de nuance Fe E 22 ;
- 6  $\emptyset$  16 (E 34) signifie 6 ronds lisses de 16 mm, de nuance Fe E 34 ;

Pour les aciers à haute adhérence on utilise le groupe de lettres HA, précédé si nécessaire du nombre des barres et suivi de l'indication du diamètre nominal. La nuance de l'acier est indiquée en abrégé à la suite entre parenthèses, à moins qu'elle ne soit spécifiée sur le dessin d'une façon générale et sans ambiguïté.

Exemple :

- 4 HA 25 (E 40 A) signifie 4 barres à haute adhérence de 25 mm, de nuance Fe E 40 A.

Dans le cas où les armatures à haute adhérence utilisées sont d'un type agréé bien défini, l'indication HA est remplacée par la désignation abrégée de l'acier correspondant mentionnée sur la fiche d'identification.

Pour désigner les treillis soudés, on peut utiliser les deux lettres TS suivies des diamètres et espacements des fils porteurs et de répartition exprimés en millimètres. Ainsi, l'indication TS 6/4 75 x 200 désigne un treillis soudé où les fils porteurs ont un diamètre de 6 mm et sont espacés de 75 mm et les fils de répartition un diamètre de 4 mm et sont espacés de 200 mm.

### B.22.2. Dalles simples ou nervurées.

#### B.22.2.2.

Deux types d'armatures sont utilisés suivant les cas : soit des aciers inférieurs et aciers supérieurs indépendants, soit des aciers inférieurs dont une partie (généralement la moitié) est relevée et croisée sur appuis de manière à s'y transformer en aciers supérieurs :

Cas des barres indépendantes :

C'est le cas, par exemple, des planchers-dalles et des planchers-champignons. Il y a alors intérêt à établir deux plans, l'un donnant les armatures inférieures, l'autre les armatures supérieures.

Une coupe type est nécessaire pour qu'il n'y ait pas d'erreur d'interprétation sur l'appellation « 1<sup>er</sup> lit et 2<sup>e</sup> lit ». En effet, l'appellation « 1<sup>er</sup> lit » appliquée aux aciers supérieurs, risque d'être interprétée par le ferrailleur comme le 1<sup>er</sup> lit à mettre en place en tant qu'aciers supérieurs, alors que dans l'esprit du calculateur il représente le lit le plus proche de la face supérieure du béton.

Les aciers sont représentés par des traits pleins continus avec mention du lit.

B.22.1.4. Les dessins doivent faire ressortir clairement la nuance d'acier des diverses barres lorsque des armatures de types différents ont été prévues. Si l'on utilise une notation symbolique pour désigner les diverses nuances d'acier, une légende précise de façon très apparente la notation adoptée.

#### B.22.2. Dalles simples ou nervurées.

Pour les représentations d'armatures des dalles simples ou nervurées, les conventions suivantes peuvent être admises :

B.22.2.1. Les ferrailages peuvent être représentés sur des vues en plan au 1/50 (2 cm par mètre) mais sur lesquelles aucune cote de coffrage ne figure.

B.22.2.2. Il n'est pas nécessaire de dessiner toutes les barres d'une même dalle : pour chaque lit d'armatures on peut se contenter d'indiquer une seule barre en précisant l'écartement à observer ou plusieurs barres à leur écartement réel.

Les barres des différents lits doivent être repérées sans ambiguïté.

#### Cas des barres relevées :

Celles-ci peuvent être représentées rabattues dans le plan horizontal (le préciser sur le dessin par un nota explicatif). On cote la longueur de ces barres qui se trouvent en aciers supérieurs de part et d'autre des poutres d'appui et on utilise une coupe pour faire ressortir que les barres de premier lit des aciers inférieurs se relèvent en premier lit des aciers supérieurs et que les barres de deuxième lit des aciers inférieurs se relèvent en deuxième lit des aciers supérieurs.

#### B.22.2.3.

Le repérage peut être établi de la manière suivante :

46 Ø 8 × 5,00 (8 p. m) ou 46 Ø 8 × 5,00 (t = 12,5)

Ce qui signifie : 46 barres de 8 mm de diamètre en acier Fe E 22 de 5 mètres de longueur, disposées à raison de 8 par mètre (c'est-à-dire espacées de 12,5 cm).

#### B.22.3. Poutres ou poteaux.

#### B.22.3.2.

Faute de cette précaution, il arrive que les ferrailleurs ne puissent mettre effectivement les barres en place dans les coffrages ou bien le fassent en déplaçant les armatures de leur emplacement prévu.

#### B.22.3.4.

Il peut être commode d'avoir recours à un diagramme schématique, dans lequel on fait une vue en plan de chaque lit d'armatures, en séparant nettement chaque barre.

Pour ce diagramme, il faut respecter la position occupée par chacun des lits d'armatures dans la section de la poutre. Ainsi, le lit inférieur, ou lit n° 1, est placé sur le diagramme à la partie inférieure du dessin, le lit n° 2 au-dessus et ainsi de suite. Une élévation de la poutre permet la discrimination entre les armatures inférieures et supérieures.

S'il existe des barres relevées, le diagramme est fait par nappes verticales.

Ce diagramme peut être dessiné à une échelle plus réduite que l'élévation de la poutre.

B.22.2.3. Les indications relatives aux armatures sont portées soit directement sur les barres dessinées dans les vues en plan, soit sur des lignes de rappel attachées aux armatures à repérer.

#### B.22.3. Poutres ou poteaux.

B.22.3.1. Les armatures de ces éléments peuvent figurer soit sur des coupes, soit sur des élévations verticales, mais traitées comme s'il s'agissait de coupes, c'est-à-dire par représentation d'une ligne de contour limitant l'élément à ferrailer. Les armatures, dans ces élévations, sont toujours représentées par des traits continus. On s'efforce, dans la mesure du possible, de représenter les barres à leur véritable échelle, mais il y a plutôt intérêt à grossir le trait représentant les armatures principales pour faciliter la lecture des dessins.

B.22.3.2. Des détails spéciaux doivent être établis lorsque certaines zones sont très chargées en armatures : les barres sont alors représentées à grande échelle par un double trait ou par un trait plein, en respectant rigoureusement l'échelle des diamètres.

B.22.3.3. L'étude des nœuds de ferrailage doit être faite de manière à réserver autour de chaque armature l'enrobage de béton nécessaire, qui est coté.

B.22.3.4. Lorsqu'une élévation de poutre représente des armatures se trouvant dans un même plan horizontal, mais dont les longueurs sont différentes, de petites lettres minuscules de repérage peuvent être attachées à chaque extrémité des barres : ces lettres minuscules sont reportées sur la section droite de poutre considérée, de manière à permettre de disposer exactement les armatures aux emplacements prévus.

Dans le cas où aucune confusion n'est possible, l'indication de repérage d'une barre est portée soit directement sur la barre considérée, soit sur une ligne de rappel attachée à cette barre.

Un petit schéma coté de pliage des armatures peut être fait à la suite des repérages, pour faciliter le travail de façonnage.

B.22.3.5. Pour les éléments dont le ferrailage est important, on peut expliciter le travail du ferrailage en figurant les armatures par un dessin coté de chaque barre représentée isolément.

#### B.22.3.6.

Exemple :  $4 \times 10 - 3 \times 11$  signifie : 4 écartements de 10 cm suivis de 3 écartements de 11 cm.

#### B.23. Représentation des parties coupées.

Lorsqu'aucune confusion ne sera possible, on pourra représenter le sol naturel par un gros trait sans hachure d'aucune sorte.

Sur le papier calque, la représentation des parties en béton armé coupées peut être obtenue par un pochage au crayon rouge au dos du papier.



B.22.3.6. Les étriers ou cadres peuvent être représentés sur la demi-portée de la poutre lorsque la répartition de ces armatures est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le milieu de la portée. Les écartements des étriers peuvent être repérés sur une ligne horizontale située sous la ligne inférieure limitant la poutre. Lorsque les écartements se répètent, ceux-ci peuvent être repérés sous forme d'un produit.

B.22.3.7. Les indications se rapportant aux armatures transversales (nombre, diamètre, longueur) sont données sous la ligne de cote d'écartement.

**B.23. Représentation des parties coupées.**

Cette représentation a pour but de faciliter la distinction entre les différentes parties de la construction, servant d'appui ou de remplissage (terre, rocher, gros béton, béton armé, maçonnerie, etc.). Elle doit être faite avec le souci de faire ressortir ces données tout en y consacrant un temps très réduit.

On peut adopter la légende ci-après :

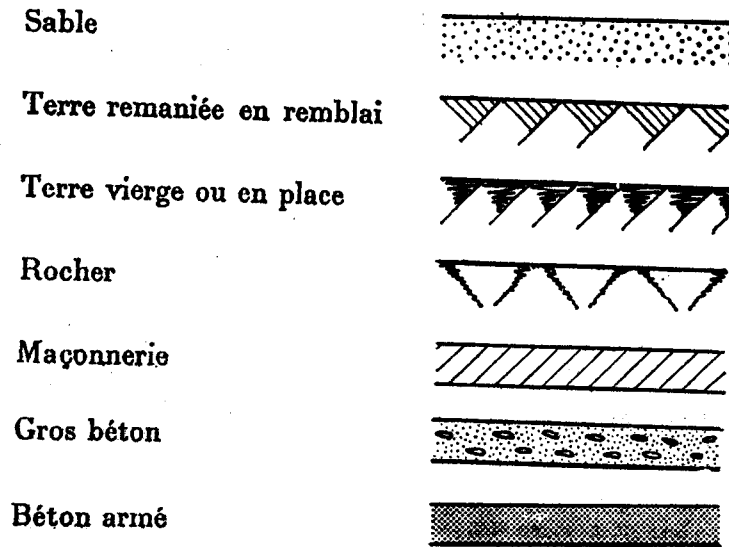


Figure 43.

**C.2. Fissuration du béton en traction.**

Lorsqu'une fissure se produit, c'est que la résistance à la traction du béton a été localement dépassée, mais il est impossible de connaître la valeur réelle de cette résistance en chaque point de l'ouvrage.

Les calculs de fissuration font intervenir la résistance à la traction dont on connaît seulement une valeur moyenne probable quand des essais ont été effectués sur éprouvettes prélevées pendant le bétonnage. Il est donc vain de rechercher dans ces calculs une précision qui serait manifestement illusoire.

## ANNEXE C

C. — THÉORIE SIMPLIFIÉE DE LA FISSURATION DU BÉTON  
DES PIÈCES ARMÉESC.1. La présente annexe concerne la fissuration du béton  
au voisinage immédiat des armatures tendues.

Les formules données ont été établies pour les pièces armées soumises à une traction simple et constituées soit par un tirant proprement dit, soit par le faisceau des armatures tendues d'une pièce fléchie associée à la section du béton tendu ayant même centre de gravité que ce faisceau. L'expérience prouve que l'assimilation de cet ensemble à un tirant donne des résultats acceptables.

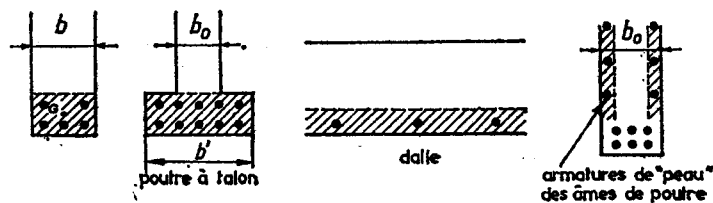


Figure 44.

Toutefois, comme la fissuration des pièces fléchies débute toujours par la région entourant les armatures, et comme la largeur des fissures est en général la plus grande au niveau de celles-ci, on pourra employer pour ces pièces les calculs ci-dessous sous réserve d'un examen particulier du cas des pièces de grande hauteur où l'armature est concentrée sur une faible partie de cette hauteur.

## C.2. Fissuration du béton en traction.

Le béton est fragile et se rompt par traction sans présenter d'allongement notable en regard de l'allongement de l'acier des armatures sous sa contrainte d'utilisation. Dans les cas usuels, l'allongement de rupture du béton ne dépasse pas le dixième de l'allongement de l'acier sous contrainte admissible.

C.3. Origine des contraintes de traction  
supportées par le béton.

C.3.1. Dans les pièces en béton armé, le retrait du béton est entravé par les armatures, ce qui a pour effet de mettre le béton en traction.

D'autre part, des contraintes de traction prennent naissance dans les pièces soumises à la traction ou à la flexion simple ou composée sous l'action des forces appliquées.

C.4. Caractère de la liaison entre le béton et les armatures  
après apparition des fissures.

## C.4.1.

L'hypothèse que la liaison béton-acier est assimilable à un frottement explique l'irréversibilité constatée de certaines déformations des pièces en béton armé (flèches résiduelles après déchargement consécutif à un premier chargement par exemple).

## C.4.2.

La résistance à la traction du béton intervient, car c'est d'elle que dépend la résistance à l'éclatement de la gaine qui enserre les barres à la manière d'un étau et la résistance au glissement des barres dans cette gaine.

## C.5. Espacement des fissures entre elles.

## C.5.1. Conditions de formation systématique des fissures :

- i) Un pourcentage effectif  $\bar{\omega}_r$  égal à 0,2 correspondrait à des barres nombreuses de même diamètre  $\varnothing$ , dont les axes seraient écartées de  $2 \varnothing$  dans deux directions rectangulaires.
- ii) Il est exceptionnel que le pourcentage  $\bar{\omega}_r$  descende au-dessous de 0,02 dans les tirants et les poutres. Par contre, les chainages, les bandeaux et autres pièces peu armées ( $\bar{\omega}_r \leq 0,02$ ) sont susceptibles de se trouver dans des conditions où la formation systématique des fissures est peu probable. Des précautions particulières sont alors à prendre pour éviter les conséquences des fissures localisées pouvant prendre des ouvertures importantes par l'effet cumulé des charges appliquées, du retrait et des variations de température.
- iii) Dans toute section contenant des barres transversales (étriers, armatures de répartition dans les hourdis), la section d'enrobage  $B_r$  est diminuée. Si, d'autre part, l'assemblage des armatures transversales aux armatures longitudinales est effectué par soudure (cas des treillis soudés par exemple), il y a de ce fait localisation d'une résistance de frottement et par suite localisation des fissures au droit des armatures transversales. Dans ce cas, la présente théorie n'est plus applicable.

C.3.2. Lorsque sous l'influence des contraintes dues aux deux causes ci-dessus indiquées la fissuration a lieu, des déplacements relatifs des armatures par rapport au béton se produisent, ce qui a pour effet de modifier la répartition des contraintes entre les deux matériaux qui existait avant fissuration. Ces déplacements relatifs sont du même ordre de grandeur que la largeur des fissures elles-mêmes.

**C.4. Caractère de la liaison entre le béton et les armatures après apparition des fissures.**

C.4.1. La liaison béton-acier n'est pas élastique et présente les caractères d'un frottement.

C.4.2. L'efficacité de la liaison béton-acier dépend :

Des caractéristiques de rugosité superficielle de l'acier qui varient avec la forme et l'état de la surface des barres en contact avec le béton ;

De l'enrobage des barres dans la masse de béton ;

De la qualité du béton et notamment de sa résistance à la traction.

**C.5. Espacement des fissures entre elles.**

C.5.1. Conditions de formation systématique des fissures :

Lors de la mise en traction du tirant envisagé en C 1, si l'effort  $A\sigma_t$  transmis au béton par les armatures est supérieur à l'effort  $B_t\sigma_1$  nécessaire pour provoquer la rupture par traction du béton du tirant, effort égal au produit de la surface  $B_t$  de ce dernier par la résistance à la traction  $\sigma_1$  du béton, une première fissure apparaît transversalement à la pièce, dans une section de moindre résistance.

Dans le cas contraire, la première fissure ne peut être qu'accidentelle et due par exemple à l'existence d'une reprise, aux effets du retrait et des variations de température, etc.

La formation systématique des fissures ne peut donc se produire que si :

$$A\sigma_t \geq B_t\sigma_1$$

ou, en appelant « pourcentage effectif des armatures du tirant »

le rapport 
$$\bar{\omega}_t = \frac{A}{B_t}$$

$$\bar{\omega}_t \geq \frac{\sigma_1}{\sigma_t}$$

On admettra que la théorie de la fissuration cesse d'être valable lorsque le pourcentage  $\bar{\omega}_t$  dépasse 0,2 (20 p. 100).

C.5.3. Calcul de l'espacement des fissures :

Dans le cas des treillis soudés, il peut arriver que l'espacement des fissures soit systématiquement égal à l'espacement des fils transversaux, si ce dernier n'est pas nettement supérieur à  $\Delta l$ .

C.5.2. Apparition successive des fissures :

Aussitôt après l'apparition de la première fissure, les tractions qui se répartissaient avant fissuration entre le béton et les armatures sont uniquement transmises par les barres à travers la fissure.

L'allongement de ces barres par rapport au béton met en jeu les efforts de liaison et la contrainte de traction du béton, nulle sur les lèvres des fissures, croît lorsqu'on s'écarte de celles-ci. La distance à laquelle cette contrainte atteint la résistance à la traction du béton est la distance minimale à laquelle une nouvelle fissure peut se former au voisinage de la première.

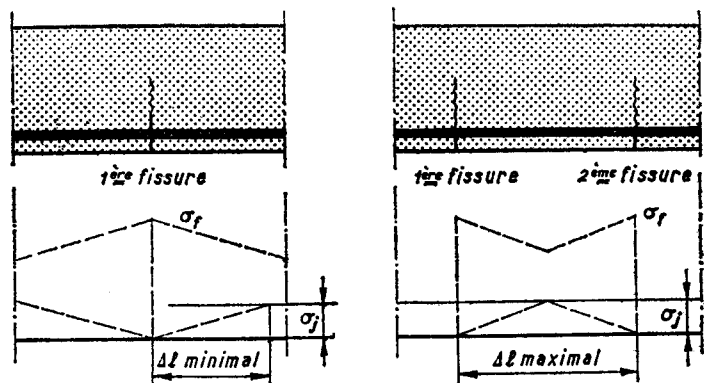


Figure 45.

Si deux fissures se sont formées à une distance inférieure au double de la distance minimale, la contrainte du béton ne pourra pas atteindre, entre ces deux fissures, une valeur suffisante pour qu'une autre fissure intermédiaire se produise.

Si la résistance à la traction du béton et la contrainte de rupture d'adhérence étaient parfaitement définies, l'espacement entre les fissures varierait entre une et deux fois l'espacement minimal et l'espacement moyen (moyenne des espacements) serait égal à 1,5 fois ce dernier. L'irrégularité naturelle de ces divers facteurs augmente la possibilité de variation de l'espacement. Mais l'expérience prouve que l'on peut en apprécier l'ordre de grandeur d'une façon suffisamment approchée pour les besoins de la pratique.

C.5.3. Calcul de l'espacement des fissures :

En admettant que la contrainte d'adhérence  $\tau_a$  soit constante le long des barres, à une certaine distance  $\Delta l$  de la première fissure, l'effort  $F$  transmis au béton par  $m$  barres de même diamètre nominal  $\varnothing$  est :  $F = \Delta l \tau_a m \pi \varnothing$ .

C.5.4. Mesures expérimentales :

La contrainte d'adhérence diminue lorsque le pourcentage  $\bar{\omega}_r$  croît. Ceci montre bien que le serrage d'une barre par le béton est d'autant meilleur que l'épaisseur de béton assurant l'enrobage est plus grande. Celle-ci a en outre l'avantage de mieux protéger les armatures.

Environ 95 p. 100 des points expérimentaux sont compris entre les deux courbes

$$\Delta l_1 = \frac{2 \varnothing}{\eta} \left( 1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_r} \right) = \frac{2}{3} \Delta l_m$$

$$\Delta l_2 = \frac{9 \varnothing}{2 \eta} \left( 1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_r} \right) = \frac{3}{2} \Delta l_m$$

L'application de la formule ne peut donc que conduire soit à sous-estimer la valeur de  $\Delta l_m$  de 33 p. 100, soit à la surestimer de 50 p. 100.

Lorsque F atteint la valeur  $B_r \sigma_1$ , qui amène la rupture par traction du béton du tirant, une nouvelle fissure peut se produire au voisinage de la première et à la distance minimale  $\Delta l$  telle que :

$$\Delta l \tau_a m \pi \varnothing = B_r \sigma_1 \quad \text{ou} \quad \Delta l = \frac{\varnothing \sigma_1}{4 \tau_a \bar{\omega}_r} \quad ?$$

La contrainte d'adhérence  $\tau_a$  dépend :

De la résistance à la traction du béton  $\sigma_1$ , et par suite de sa résistance au cisaillement ;

De l'enrobage qui peut, pour une répartition uniforme des barres dans la section du tirant, être défini par une certaine fonction  $f(\bar{\omega}_r)$  du pourcentage  $\bar{\omega}_r$  ;

Des qualités d'adhérence dues aux rugosités d'un type de barre qui peuvent être caractérisées par un nombre  $\eta$ .

L'expression de la contrainte d'adhérence est donc :

$$\tau_a = \sigma_1 \eta f(\bar{\omega}_r)$$

Compte tenu de cette expression, l'espacement moyen entre les fissures a pour valeur :

$$\Delta l_m = \zeta \Delta l = \frac{\zeta \varnothing}{4 \eta \bar{\omega}_r f(\bar{\omega}_r)}$$

où  $\zeta$  est un coefficient plus grand que 1.

#### C.5.4. Mesures expérimentales :

- i) Les résultats des mesures de l'espacement moyen sur plusieurs centaines d'expériences réalisées dans les laboratoires de différents pays avec des aciers à haute adhérence et des ronds lisses ont permis de préciser les points suivants :
- ii) En prenant pour les ronds lisses la valeur  $\eta = 1$ , on constate que pour les aciers à haute adhérence d'usage courant, crénelés ou torsadés,  $\eta$  a en général pour valeur : 1,6.
- iii) L'espacement moyen entre les fissures est de l'ordre de 1,8 fois l'espacement minimal :  $\zeta = 1,8$ .
- iv) La fonction  $f(\bar{\omega}_r)$  peut être représentée par l'expression :

$$f(\bar{\omega}_r) = \frac{1,5}{1 + 10 \bar{\omega}_r} \quad \text{d'où il résulte que la contrainte d'adhérence a pour valeur :}$$

rence a pour valeur :

$$\tau_a = \frac{1,5 \sigma_1 \eta}{1 + 10 \bar{\omega}_r}$$

et l'espacement moyen :

$$\Delta l_m = \frac{3 \varnothing}{\eta} \left( 1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_r} \right)$$

#### C.6. Contrainte moyenne des armatures entre deux fissures.

i) Dans le cas général, la contrainte  $\sigma_r$  dépend des charges et surcharges appliquées, ainsi que des effets du retrait et des variations de température. Quand ces effets sont peu importants, il n'y a généralement pas de difficulté pour déterminer une valeur approchée de  $\sigma_r$ .

Dans le cas d'une pièce soumise à la traction simple, cette valeur est connue exactement si la fissure affecte toute l'étendue de la section, et elle est la même au droit de toutes les fissures.

Dans le cas des pièces fléchies, la valeur de  $\sigma_r$  est toujours voisine de la contrainte  $\sigma_1$  déterminée par la méthode classique, c'est-à-dire en faisant abstraction du béton tendu ; on aura à apprécier dans chaque cas particulier les longueurs des zones à l'intérieur desquelles  $\sigma_r$  pourra être considéré comme pratiquement constant.

ii) Lors des chargements et déchargements successifs d'un ouvrage, les effets du frottement s'opposent aux déplacements relatifs de l'acier par rapport au béton. Il en résulte que les déformations de l'ouvrage ne sont pas proportionnelles aux charges appliquées.

Lorsque les efforts appliqués sont répétés fréquemment et provoquent de nombreux déplacements de sens alternés de l'acier dans sa gaine de béton, les forces de frottement diminuent et peuvent pratiquement s'annuler dans les essais d'endurance sous charges répétées. On doit donc s'attendre, pour des charges de cette nature, à une augmentation de la contrainte moyenne des aciers et, en conséquence, à une augmentation des largeurs des fissures et de la flèche, puis à la stabilisation au bout d'un nombre suffisant de cycles.

iii) On peut observer que la valeur  $\frac{0,45 \sigma_1}{\bar{\omega}_r}$  dont se trouve réduite la contrainte maximale de l'acier dans la pièce fissurée correspondrait à une contrainte appliquée au béton égale à  $0,45 \sigma_1$  qui était expliquée autrefois par la déformation plastique en traction du béton des pièces armées.

#### C.7. Largeur des fissures.

##### C.7.1. Largeur moyenne lorsque la formation des fissures est systématique :

On peut admettre pratiquement que la largeur maximale est donnée par la formule suivante, valable lorsque  $\sigma_r$  est exprimée en bars :

$$w = \frac{1}{5 \cdot 10^6} \frac{\varnothing}{\eta} \left[ \frac{1 + 10 \bar{\omega}}{\bar{\omega}_r} \right] \sigma_r$$

Cette formule est déduite de celle donnant la largeur moyenne en remplaçant la contrainte moyenne de l'acier par la contrainte effective au droit de la fissure  $\sigma_r$  et en appliquant un coefficient de majoration dont la valeur déterminée expérimentalement est voisine de 1,4.

85 p. 100 des largeurs de fissures observées au cours d'expériences portant sur des pièces normalement constituées se trouvent inférieures aux valeurs déduites de la formule approchée ci-dessus.

**C.6. Contrainte moyenne des armatures entre deux fissures.**

La contrainte des armatures étant égale à  $\sigma_t$  au droit de deux fissures voisines, les frottements qui engendrent l'adhérence ont pour conséquence de diminuer entre ces fissures la contrainte  $\sigma_t$  de la part correspondant à l'effort transmis au béton. L'effort maximal qui peut être transmis au béton est l'effort de rupture  $B_t \sigma_t$ . Pour l'espacement minimal, la diminution moyenne de l'effort transmis par les aciers est  $0,25 B_t \sigma_t$ ; pour l'espacement moyen, égal à 1,8 fois l'espacement minimal, elle a pour valeur :

$$1,8 \times 0,25 B_t \sigma_t = 0,45 B_t \sigma_t$$

On pourra donc prendre comme contrainte moyenne de l'acier :

$$\sigma_{tm} = \frac{1}{A} \left[ A \sigma_t - 0,45 B_t \sigma_t \right] = \sigma_t - \frac{0,45 \sigma_t}{\omega_t}$$

**C.7. Largeur des fissures.**

**C.7.1. Largeur moyenne lorsque la formation des fissures est systématique :**

Lorsque la formation des fissures est systématique (cas où  $\omega_t \geq \frac{\sigma_t}{\sigma_c}$ ), leur largeur moyenne, mesurée au niveau du centre de gravité des armatures tendues considérées, est égale à :

$$w_m = \frac{\sigma_{tm} \Delta l_m}{E_s}$$

si l'on néglige la déformation du béton, soit :

$$w_m = \left( \sigma_t - \frac{0,45 \sigma_t}{\omega_t} \right) \frac{3 \varnothing}{E_s \eta} + \frac{1}{10} \frac{\sigma_t}{\omega_t}$$

$\sigma_t$ ,  $\sigma_c$  et  $E_s$  étant exprimées avec les mêmes unités et  $w_m$  étant donc exprimée avec la même unité que  $\varnothing$ .

Etant donné le caractère essentiellement aléatoire de la largeur des fissures et pour éviter une interprétation abusive de certaines valeurs numériques, le texte de l'article 49.2.2 se borne à fixer une limite supérieure de l'expression

$$\varnothing \sigma_t \left( \frac{1 + 10 \omega_t}{\omega_t} \right)$$

en fonction des conditions d'utilisation de la construction et de la nature des armatures. Cette limite définit la contrainte admissible  $\sigma_t$ .

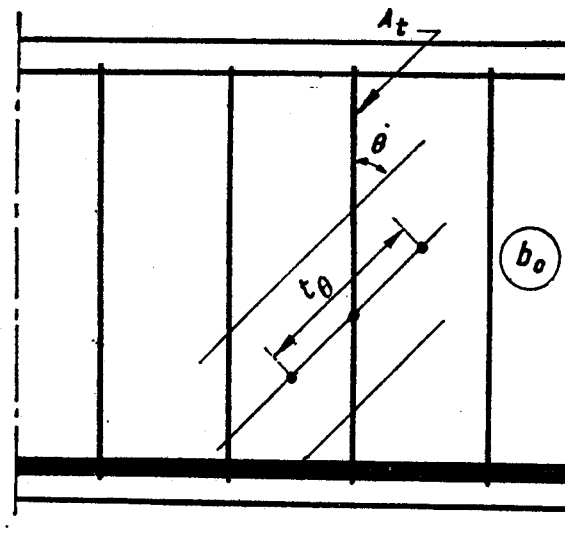


Figure 46.

Les formules peuvent également être appliquées à la fissuration par effort tranchant des pièces de grande hauteur (poutres-cloisons ou poutres-murs de hauteur au moins égale à dix fois leur largeur), le pourcentage  $\omega_t$  étant alors remplacé par

$$\frac{A_t \sin \theta}{b_0 t_\theta}$$

où

$b_0$  désigne l'épaisseur de la pièce ;  
 $t_\theta$  l'écartement entre deux armatures transversales consécutives compté sur la trace de la surface de fissuration sur le plan moyen de la pièce ;

$A_t$  désigne la section droite des armatures transversales rencontrant la surface  $b_0 t_\theta$  ;

$\theta$  l'obliquité de ces armatures sur la surface de fissuration.

C.7.2. *Largeur des fissures lorsque la fissuration n'est pas systématique :*

i) Lorsque la fissuration se produit dans les pièces à faible pourcentage (chaînages, bandeaux, etc.), elle s'accompagne généralement d'efforts de traction élevés nécessaires pour rompre une masse relativement importante de béton. Ces efforts, après rupture de cette dernière, provoquent donc dans l'acier des contraintes élevées pouvant entraîner une large ouverture des fissures, dès leur apparition.

ii) On peut admettre que la largeur maximale est donnée par la formule :  $w = 1,4 w_m$ , soit :

$$w = \frac{\emptyset (1 + 10 \bar{\omega}_t) \sigma_t^2}{5 \cdot 10^4 \eta \times 1,8 \sigma_1}$$

d'où l'on tire

$$\sigma_t = 1,34 \sqrt{\frac{5 \cdot 10^4 \eta w \sigma_1}{\emptyset (1 + 10 \bar{\omega}_t)}}$$

Par ailleurs, de la formule donnant la largeur moyenne des fissures dans le cas où la fissuration est systématique, on tire :

$$\sigma_t = \frac{0,45 \sigma_1}{\bar{\omega}_t} + \frac{E_s \eta w_m}{3 \emptyset \left(1 + \frac{1}{10 \bar{\omega}_t}\right)}$$

Cette fonction de  $\bar{\omega}_t$  passe par un minimum dont la valeur est :

$$\sigma_t = \frac{6}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{E_s \eta w_m \sigma_1}{3 \emptyset}} - \frac{9}{2} \sigma_1$$

On peut négliger le terme soustractif  $\frac{9}{2} \sigma_1$  en remplaçant

le coefficient  $\frac{6}{\sqrt{2}}$  par 4. Si l'on fait en outre apparaître la

valeur de la largeur maximale, il vient en exprimant les contraintes en bars :

$$\sigma_t = 1,3 \sqrt{\frac{5 \cdot 10^4 \eta w \sigma_1}{\emptyset}}$$

valeur qui diffère peu de la valeur pour laquelle on passe de la fissuration systématique à la fissuration non systématique ( $\bar{\omega}_t$  étant alors faible).

Pour les raisons déjà exposées en C.7.1, il a paru plus simple de fixer à l'article 49.2.2 une limite supérieure de l'ex-

pression  $\frac{\emptyset}{\sigma_1} \left(\frac{\sigma_t}{1,3}\right)^2$  en fonction des conditions d'utilisation de la construction et de la nature des armatures.

C.7.2. Largeur des fissures lorsque la fissuration n'est pas systématique :

Lorsque le pourcentage  $\bar{\omega}_r$  est tel que  $\bar{\omega}_r < \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ , les barres

se comportent comme si elles étaient scellées entre deux blocs de béton, et la contrainte de l'acier devient nulle à une certaine distance  $\Delta l$  de la fissure, tous les efforts étant alors intégralement transmis par l'acier au béton.

Cette distance est définie par :

$$\frac{\pi \varnothing^3}{4} \sigma_r = \pi \varnothing \tau_a \Delta l$$

soit

$$\Delta l = \frac{\varnothing \sigma_r}{4 \tau_a} = \frac{\varnothing (1 + 10 \bar{\omega}_r) \sigma_2}{6 \sigma_1 \eta}$$

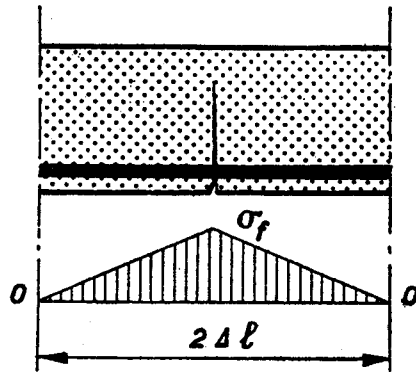


Figure 47.

La contrainte moyenne de l'acier est égale à  $\sigma_r/2$  et la largeur de la fissure au niveau de l'armature tendue résulte de l'allongement de l'acier sur la longueur  $2 \Delta l$ . On a donc :

$$w_m = 2 \Delta l \frac{\sigma_r/2}{E_s}$$

soit

$$w_m = \frac{\varnothing (1 + 10 \bar{\omega}_r) \sigma_2^2}{6 \sigma_1 \eta E_s}$$

Pour une largeur de fissure déterminée, la variation de  $\sigma_r$  en fonction de  $\bar{\omega}_r$  est celle indiquée sur la figure ci-dessous. Les simplifications effectuées reviennent à remplacer la courbe  $a' a''$  par la courbe  $b' b''$  qui en est très voisine.

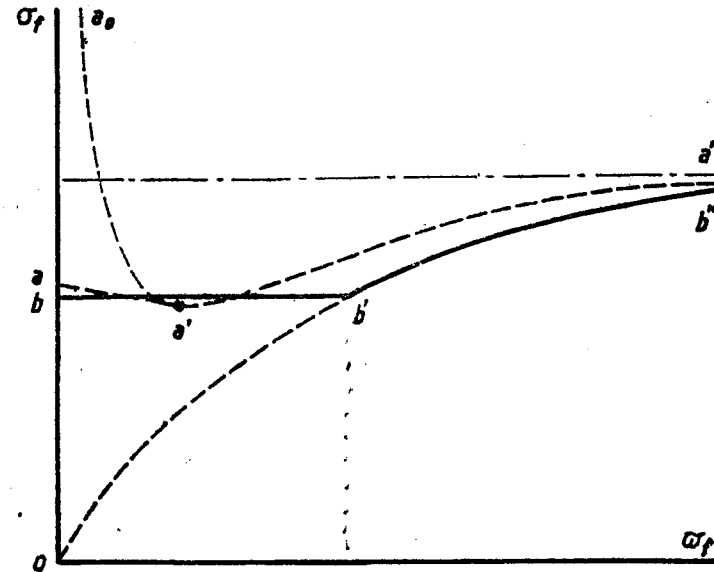


Figure 48.

Courbe  $a, a', a''$  :

$$\sigma_r = \frac{5 \cdot 10^4 \eta w \bar{\omega}_r}{\varnothing (1 + 10 \bar{\omega}_r)} + 0,45 \frac{\sigma_1}{\bar{\omega}_r}$$

Courbe  $a'$  :

$$\sigma_r = \frac{5 \cdot 10^4 \eta w 1,8 \sigma_1}{\varnothing (1 + 10 \bar{\omega}_r)}$$

Courbe  $b', b''$  :

$$\sigma_r = \frac{5 \cdot 10^4 \eta w \bar{\omega}_r}{\varnothing (1 + 10 \bar{\omega}_r)}$$

Courbe  $b'$  :  $\sigma_r = \frac{5 \cdot 10^4 \eta w \times 1,7 \sigma_1}{\varnothing}$

Les formules précédentes ayant une base expérimentale tiennent compte implicitement du retrait moyen normal. Dans le cas où l'on aurait à craindre un retrait élevé, il y aurait lieu de diminuer la contrainte des aciers admissible pour une largeur de fissure déterminée, d'une valeur théoriquement égale à  $E_s \rho$ ,  $\rho$  étant le supplément de retrait, et pouvant atteindre 500 bar dans les régions exceptionnellement sèches.



Par contre, si la nature de la construction soustrait cette dernière au retrait (cas des réservoirs constamment pleins, radiers en sol immergé, pieux dans l'eau, etc.), on pourra augmenter la contrainte des aciers admissibles pour une largeur de fissure déterminée. C'est ce qui a été fait à l'article 49.2.3 où la majoration exprimée en bars  $a$ , par simplification, été prise égale à  $300 \eta$ .

**C.8. Mode de fissuration des pièces fléchies.**

Selon la disposition des armatures dans la hauteur d'une pièce fléchie, plusieurs types de fissures de flexion sont susceptibles de se produire.

C.8.1. Lorsqu'une poutre ne comporte qu'une ou deux nappes de barres placées assez loin de la fibre la plus tendue de la poutre (à plus de 1/10 environ de la hauteur de la poutre, le tirant envisagé précédemment a donc une hauteur au moins égale au cinquième de la hauteur de la poutre), les fissures sont perpendiculaires aux armatures, franchement séparées, et vont de la fibre tendue jusqu'au voisinage de la fibre neutre.

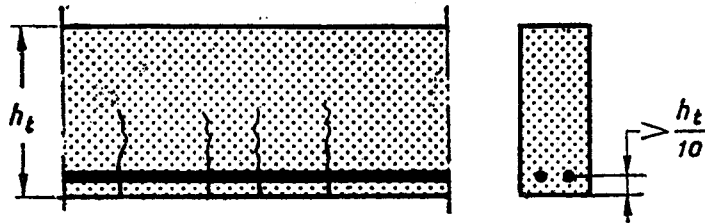


Figure 49.

Elles s'inclinent dans les régions où l'effort tranchant devient appréciable, pour atteindre 45° dans les régions d'effort tranchant maximal et de moment faible.

C.8.2. Lorsque les armatures sont très proches de la fibre la plus tendue et l'âme relativement mince, l'enrobage des armatures est faible et il peut se produire, de part et d'autre des fissures principales, des fissures obliques comme des éclats du béton. Cette direction oblique de fissuration correspond à une section de rupture plus facile que celle de l'âme entière. L'effet de cette fissuration oblique est d'augmenter le nombre des fissures au voisinage des barres et d'en diminuer la largeur.

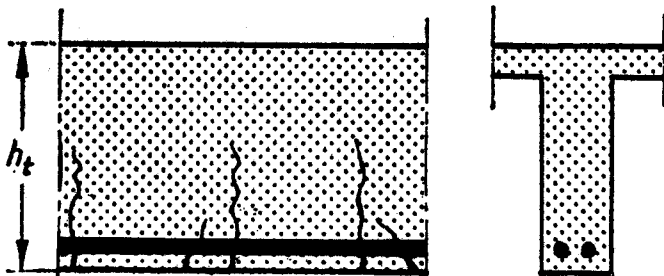


Figure 50.

\* La limitation à 40 de l'expression  $\frac{\eta^2 m h_t}{b_0}$  correspond à l'observation

de la nature des fissures dans des essais de laboratoire sur des poutres pour lesquelles le rapport de la hauteur à la distance du centre de gravité de la section des armatures tendues à la face tendue variait de 4 à 30. Pour les poutres courantes, ce mode de fissuration particulier n'est pas à envisager.

C.8.3. Lorsqu'une poutre, ayant une âme relativement mince et de grande hauteur par rapport au tirant envisagé en C1, comporte dans celui-ci plusieurs lits de barres, le béton se trouve soumis au-dessus du faisceau d'armatures à des efforts complexes de cisaillement et de traction.

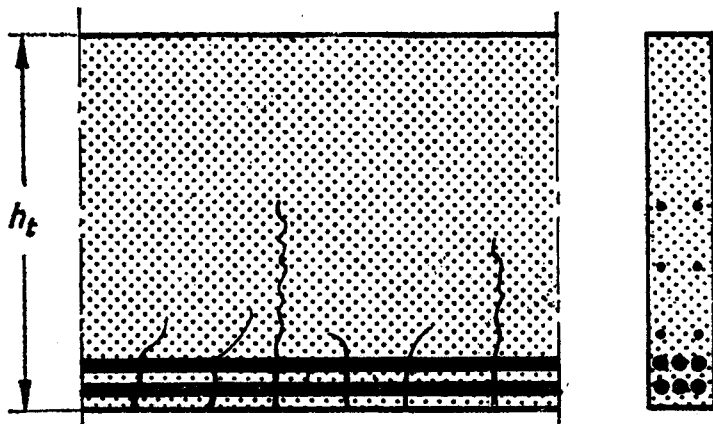


Figure 51.

Il en résulte des contraintes obliques qui, exagérant le phénomène décrit à l'article précédent (C.8.2), provoquent la concentration de plusieurs fissures du tirant en une fissure unique dans l'âme. Les fissures d'âme sont donc moins nombreuses mais plus ouvertes. Les pièces fléchies qui peuvent présenter une fissuration de ce type peuvent être définies comme celles pour lesquelles on a \* :

$$\frac{\eta^2 m h_t}{b_0} > 40$$

Dans cette expression :

$\eta$  désigne le coefficient de fissuration ;

$m$  le nombre de barres tendues du faisceau d'armatures pris en compte dans l'évaluation de la section d'enrobage ;

$b_0$  l'épaisseur minimale de l'âme.

A défaut de règle plus précise, on peut admettre que les risques de fissuration du type envisagé sont d'autant plus grands que la valeur de l'expression ci-dessus est plus élevée.

Un des moyens propres à répartir la fissuration des âmes consiste à y placer des armatures longitudinales au voisinage des parois. A condition que le pourcentage de ces armatures soit suffisant, elles sont efficaces. On peut aussi répartir graduellement sur une fraction notable de la partie inférieure de la poutre les armatures du faisceau principal, et tenir compte de leur emplacement exact dans les calculs de résistance.

C.8.4. Lorsque la poutre comporte un talon fortement armé, la fissuration du tirant que constitue ce talon entraîne des efforts de cisaillement le long de la surface de jonction de l'âme et du talon. Il est donc nécessaire pour assurer la liaison de ces deux éléments de prévoir des armatures de liaison à travers la zone de jonction même dans les régions où l'effort tranchant est faible.

**ANNEXE III**

**A LA CIRCULAIRE M. E. L. 68-119 DU 11 DECEMBRE 1968**

---

**HYPOTHESES RELATIVES AU CALCUL DES PONTS  
SOUS LES SURCHARGES MILITAIRES**

---

Fera l'objet d'une circulaire qui sera diffusée ultérieurement.