

MINISTÈRES DE L'URBANISME  
ET DU LOGEMENT, DES TRANSPORTS  
(Transports terrestres, Routes, Voies  
navigables, bases aériennes),  
DE L'ENVIRONNEMENT ET DE  
LA QUALITÉ DE LA VIE

Direction des affaires économiques  
et internationales

MINISTÈRE DE L'ÉCONOMIE  
DES FINANCES ET DU BUDGET

Commission centrale des marchés

Groupe permanent d'étude  
des marchés de travaux  
(G.P.E.M.T.)

# MARCHÉS PUBLICS DE TRAVAUX

---

## CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES

---

### FASCICULE N° 62 TITRE I<sup>er</sup> - SECTION II

Règles techniques de conception et de calcul  
des ouvrages et constructions en béton précontraint  
suivant la méthode des états-limites.

## RÈGLES B.P.E.L. 83

Décret n° 83-905 du 7 octobre 1983

---

Tous renseignements ou observations au sujet du présent fascicule doivent être  
adressés :

- soit au secrétariat général de la commission centrale des marchés, 41, quai Branly,  
75007 Paris (tél. : 555.71.11, poste 31.85).
- soit au secrétariat du G.P.E.M.T., conseil général des ponts et chaussées, 246, boule-  
vard Saint-Germain, 75007 Paris (tél. : 544.39.93, poste 40.14).

## CIRCULAIRE DU 8 OCTOBRE 1983

relative aux mesures d'application aux ouvrages relevant du Ministère de l'Urbanisme et du Logement et du Ministère des Transports, du Fascicule 62, titre I, section II, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états-limites, dénommées B.P.E.L. 83, faisant partie du Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux.

### Références :

- Circulaire n° 44 du 12 août 1965 portant approbation d'une instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendant du Ministère des Travaux Publics et des Transports (I.P. 1).
- Circulaire n° 73-153 du 13 août 1973 portant approbation d'une instruction provisoire n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages relevant du Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Équipement, du Logement et du Tourisme (I.P. 2).
- Circulaire n° 74-60 du 23 avril 1974 portant modification de la circulaire n° 44 du 12 août 1965.
- Circulaire du 2 avril 1975 de la Direction des Routes et de la Circulation Routière.
- Annexe n° 3 de la circulaire n° 79-115 du 2 novembre 1979 relative à des modifications de l'I.P. 1 et de l'I.P. 2.

*Le Ministre de l'Urbanisme et du Logement  
Le Ministre des Transports*

à

- MM. les Directeurs et Chefs de service de l'administration centrale;
- MM. les Inspecteurs généraux des Ponts et Chaussées et Inspecteurs généraux chargés d'une circonscription territoriale;
- MM. les Commissaires de la République de région :
  - Directions régionales de l'équipement;
  - Centres d'études techniques de l'équipement d'Aix-en-Provence, Bordeaux, Lille, Lyon, Metz, Nantes et Rouen;
  - Service de navigation;
  - Ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes, Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg, Paris et la Guadeloupe;
  - Services spéciaux des bases aériennes des Bouches-du-Rhône, de la Gironde et de l'Île-de-France;
- MM. les commissaires de la République :
  - Directions départementales de l'équipement;
  - Services maritimes des ports de Boulogne et de Calais, du Nord (Dunkerque), de la Seine-Maritime (Le Havre et Rouen), de la Loire-Atlantique (Nantes), de la Gironde (Bordeaux) et des Bouches-du-Rhône (Marseille);
- M. le chef du service technique des bases aériennes, à Paris;
- MM. les chefs de l'aviation civile de Djibouti, Moroni, Nouméa et Papeete;

- MM. les directeurs et chefs de service des travaux maritimes de Toulon, Brest, Lorient, Cherbourg et Rochefort;
- M. le directeur général de l'Aéroport de Paris;
- MM. les directeurs des services techniques centraux;
- M. le directeur du laboratoire central des ponts et chaussées;
- M. le chef du service d'études techniques des routes et autoroutes.

### 1. — Situation actuelle de la réglementation.

L'introduction des nouveaux principes de sécurité adoptés pour le calcul des constructions, substituant en 1971 la méthode des états-limites à l'ancienne méthode des contraintes admissibles a entraîné l'établissement d'une nouvelle réglementation relative à la conception et au calcul des constructions en béton précontraint.

En raison des novations apportées par la méthode des états-limites, l'élaboration de cette réglementation ne pouvait être que progressive. Il était en effet tout à la fois nécessaire de vérifier l'incidence de l'application des règles sur le dimensionnement des ouvrages et d'assurer la formation des ingénieurs pour faciliter leur assimilation.

Actuellement, les textes réglementaires dans ce domaine sont :

- l'Instruction Provisoire N° 1 (I.P. 1) constituée par la circulaire n° 44 du 12 août 1965, modifiée par la circulaire n° 74-60 du 23 avril 1974, par la circulaire du 2 avril 1975 de la Direction des Routes et de la Circulation Routière et par l'annexe 3.2 de la circulaire n° 79-115 du 2 novembre 1979;
- l'Instruction Provisoire N° 2 (I.P. 2) constituée par la circulaire n° 73-153 du 13 août 1973, modifiée par la circulaire de la Direction des Routes et de la Circulation Routière susvisée et par l'annexe 3.2 de la circulaire n° 75-115 du 2 novembre 1979.

Ces deux textes ont été rendus applicables aux marchés publics relevant des services qui sont aujourd'hui ceux du Ministère de l'Urbanisme et du Logement et du Ministère des Transports par l'arrêté du 2 novembre 1979 du Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie.

### 2. — Approbation des règles B.P.E.L. 83

L'article 1<sup>er</sup> du décret 83-905 du 7 octobre 1983, porte approbation du Fascicule 62, titre I, section II (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites, dénommées règles B.P.E.L. 83).

Il est à souligner que le B.P.E.L. 83 est applicable aux marchés publics, aussi bien de bâtiment que de génie civil.

### 3. — Coexistence du B.P.E.L. 83 et de l'I.P. 1 et de l'I.P. 2

Pour les raisons déjà évoquées ci-dessus en 1, il est nécessaire de ménager une période transitoire pendant laquelle les marchés pourront se référer soit à la réglementation antérieure, soit à la réglementation nouvelle.

L'article 3 du décret n° 83-905 du 7 octobre 1983, fixe le terme de cette période au 31 décembre 1985, date d'abrogation des dispositions de l'arrêté du 2 novembre 1979 concernant l'I.P. 1 et l'I.P. 2.

Jusqu'à cette date, les dispositions réglementaires doivent conduire pour la passation des marchés publics à la situation suivante :

### Ouvrages de génie civil.

— Pour les ouvrages précontraints par post-tension, il est loisible d'utiliser, soit le B.P.E.L. 83, soit l'I.P. 1 avec ses modificatifs et compléments (circulaire n° 79-121 du 14 décembre 1979 du Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie). Il est recommandé dans ce dernier cas, pour les dispositions relatives aux zones d'application de forces concentrées, d'utiliser l'annexe 4 du B.P.E.L. 83, cette annexe étant compatible avec l'I.P. 1;

— pour les ouvrages précontraints par pré-tension, il est loisible d'utiliser, soit le B.P.E.L. 83, soit l'I.P. 2. Le recours à l'I.P. 2 doit essentiellement se justifier par le délai nécessaire à la reconversion des programmes de calculs automatiques.

### Ouvrages de bâtiment.

L'article 8 du décret n° 83-905 du 7 octobre 1983, indique que l'application de la nouvelle réglementation est facultative jusqu'au 31 décembre 1985. Toutefois, le recours au B.P.E.L. 83 avant cette date est recommandé dans toute la mesure du possible.

## 4. — Modalités d'application

### 4.1. — Compatibilité des règlements.

Compte tenu de la compatibilité des règlements B.P.E.L. et B.A.E.L. d'une part, de l'I.P. 1 et du C.C.B.A. 68 d'autre part, il est fortement recommandé, en vue de la justification des différentes parties d'un ouvrage, soit d'associer le B.P.E.L. et le B.A.E.L. soit d'utiliser conjointement l'I.P. 1 et les règles C.C.B.A. 68.

### 4.2. — Contrôle des bétons.

L'attention est attirée sur le fait que la résistance spécifiée pour le béton est une résistance caractéristique et non plus une résistance nominale, ce qui implique qu'en attendant la parution du futur Fascicule 65 du C.C.T.G., le contrôle des bétons soit effectué selon les modalités de l'instruction technique du 15 janvier 1979 (circulaire n° 79-23 du 9 mars 1979).

### 4.3. — Cas des ponts-routes.

#### — Choix des classes.

Pendant une période exploratoire, les modalités et limites de la transition de la classe II vers la classe III seront progressivement précisées par le S.E.T.R.A., par catégories d'ouvrages. La classe III pourra notamment être appliquée à quelques ouvrages expérimentaux, choisis en liaison avec le S.E.T.R.A., sous réserve qu'ils soient situés en atmosphère normale et que l'élaboration du projet de base ainsi que la vérification du projet d'exécution soient assurées par le S.E.T.R.A. ou sous son contrôle.

La définition des valeurs fréquentes des charges d'exploitation revêt, pour la classe III, une importance particulière. Pour les charges réparties, ces valeurs sont fixées au paragraphe 2.8,1 de l'annexe 8; pour les charges concentrées, elles sont à préciser cas par cas, pendant cette phase transitoire, compte tenu des conditions d'exploitation prévues pour l'ouvrage et de la structure de son tablier.

#### — Gradient thermique.

Dans tous les ouvrages hyperstatiques, quel que soit leur type, il sera tenu compte d'un gradient thermique à introduire dans les sollicitations de calcul vis-à-vis des états-

limites de service selon les modalités définies en 2.8,1. de l'annexe 8. A cet égard, les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- l'extrados est toujours plus chaud que l'intrados,
- la variation de température est linéaire sur la hauteur du tablier,
- le module d'élasticité à considérer pour le béton est  $E_i$ ,
- la valeur caractéristique  $\Delta T$  de la différence de température entre fibres extrêmes est 12 °C.

Ce gradient thermique n'est pas à considérer pour les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes.

## 5. — Précisions à inclure dans les marchés.

De façon à éviter toute ambiguïté, le marché devra préciser systématiquement :

- les règlements applicables tant pour les parties d'ouvrages en béton précontraint (I.P. 1 ou B.P.E.L.) que pour les parties d'ouvrages en béton armé (C.C.B.A. 68 ou B.A.E.L.), en interdisant toute variante s'appuyant sur un règlement autre que celui prévu au départ;
- les classes de vérification à utiliser pour les différents éléments de structure, ainsi que les limitations plus sévères qui peuvent s'imposer compte tenu du type de construction ou des conditions de chantier (cf. commentaires 6.1,21\*\*\*; 6.1,22\*; 6.1,24\*);
- l'éventuelle prescription de ne représenter la précontrainte que par sa valeur probable pour les justifications vis-à-vis des états-limites de service, et, dans ce cas, les précautions à respecter pour que ladite valeur probable soit réalisée dans l'ouvrage;
- les modalités d'évaluation de la redistribution des efforts par fluage dans le cas de structures hyperstatiques construites par phases;
- le cas échéant, les états-limites de déformation à respecter;
- si besoin en est, tous les éléments nécessaires pour un calcul à la fatigue;
- la définition des lots d'emploi à considérer pour opérer les prélèvements de béton destinés au contrôle de qualité réglementaire;
- pour les ponts-routes, les valeurs fréquentes des charges d'exploitation concentrées et les conditions de prise en compte d'un gradient thermique (cf. § 4.3 précédent).

\* \*

Les difficultés d'application auxquelles les règles B.P.E.L. 83 donneraient lieu seront signalées sous le timbre de la Direction des Affaires Économiques et Internationales (Normalisation et Réglementation), pour être transmises, selon le cas, au C.S.T.B. ou au S.E.T.R.A.

Pour les Ministres et par délégation  
Le Chargé de mission

A. BOILEAU

**EXTRAITS DU DÉCRET N° 83-905 DU 7 OCTOBRE 1983 RELATIF A LA COMPOSITION DU CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GÉNÉRALES APPLICABLES AUX MARCHÉS PUBLICS DE TRAVAUX ET APPROUVANT OU MODIFIANT DIVERS FASCICULES**

(*Journal Officiel* du 13 Octobre 1983.)

**Article 1<sup>er</sup>.**

Sont approuvés, en tant que fascicules du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, les fascicules suivants, tels qu'ils figurent dans les publications dont les références sont indiquées dans les annexes I et II du présent décret :

Fascicule applicable au bâtiment et au génie civil.

Fascicule 62. Titre 1<sup>er</sup>, section II, dit règles « BPEL 83 ». Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états-limites.

**Article 3.**

II. — Sont abrogées au 31 Décembre 1985 les dispositions de l'arrêté du 2 Novembre 1979 du Ministre de l'Environnement et du Cadre de Vie, rendant applicables aux marchés de travaux publics relevant des services du Ministère de l'Environnement et du Cadre de Vie ou des services du Ministère des Transports, les textes suivants :

La circulaire n° 44 du 12 Août 1965 (I.P./1) modifiée par la circulaire n° 74-60 du 23 Avril 1974, par la circulaire du 2 Avril 1975 de la direction des routes et de la circulation routière et par l'annexe 3.2 de la circulaire n° 79-115 du 2 Novembre 1979.

La circulaire n° 73-153 du 13 Août 1973 (I.P./2) modifiée par la circulaire de la direction des routes et de la circulation routière susvisée et par l'annexe 3.2 de la circulaire n° 79-115 du 2 Novembre 1979.

## SOMMAIRE

	Pages
<b>Chapitre 1. — PRINCIPES ET DÉFINITIONS</b> .....	3
Art. 1.1. — Domaine d'application .....	3
Art. 1.2. — Principes de justification .....	3
Art. 1.3. — Classes de vérification .....	5
<b>Chapitre 2. — DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX</b> .....	9
Art. 2.1. — Béton .....	9
Art. 2.2. — Armatures de précontrainte .....	23
Art. 2.3. — Armatures passives .....	27
<b>Chapitre 3. — PRÉCONTRAİNTE</b> .....	31
Art. 3.1. — Tension à l'origine .....	31
Art. 3.2. — Valeur maximale de la tension à l'origine .....	31
Art. 3.3. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par post-tension .....	33
Art. 3.4. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par pré-tension .....	39
Art. 3.5. — Valeur probable des forces de précontrainte .....	43
<b>Chapitre 4. — ACTIONS ET SOLLICITATIONS</b> .....	45
Art. 4.1. — Actions .....	45
Art. 4.2. — Justifications .....	51
Art. 4.3. — Calcul des sollicitations .....	51
Art. 4.4. — Sollicitations de calcul — Généralités .....	55
Art. 4.5. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance .....	57
Art. 4.6. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service .....	59
Art. 4.7. — Vérification de l'équilibre statique .....	61
Art. 4.8. — Vérification de la stabilité de forme .....	61
Art. 4.9. — Vérification à la fatigue .....	61
<b>Chapitre 5. — DÉFINITION DES SECTIONS</b> .....	63
Art. 5.1. — Sections brutes .....	63
Art. 5.2. — Sections de référence pour le calcul des contraintes .....	63
Art. 5.3. — Sections d'enrobage .....	67
Art. 5.4. — Largeur participante des tables des poutres en t <sub>e</sub> .....	67
Art. 5.5. — Changements de section .....	69
<b>Chapitre 6. — JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES SOUS SOLLICITATIONS NORMALES</b> .....	71
Art. 6.1. — États-limites de service .....	71
Art. 6.2. — Calcul des déformations — États-limites de service vis-à-vis des déformations .....	79

Art. 6.3. — États-limites ultimes .....	85
Art. 6.4. — État-limite de stabilité de forme .....	91
Art. 6.5. — État-limite de fatigue .....	99
<b>Chapitre 7. — JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES</b> .....	105
Art. 7.1. — Principes de justification .....	105
Art. 7.2. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état-limite de service .....	107
Art. 7.3. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état-limite ultime .....	109
Art. 7.4. — Modalités particulières d'application des articles 72 et 73 aux zones d'appui simple d'about .....	117
Art. 7.5. — Justifications complémentaires des zones d'appui simple d'about .....	119
Art. 7.6. — Torsion .....	123
<b>Chapitre 8. — RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRÉCONTRAİNTE</b> .....	133
Art. 8.1. — Généralités .....	133
Art. 8.2. — Caractère tridimensionnel de la diffusion des forces de précontrainte .....	133
Art. 8.3. — Diffusion dans le cas de la post-tension .....	135
Art. 8.4. — Diffusion dans le cas de la pré-tension .....	137
Art. 8.5. — Principe des justifications .....	139
Art. 8.6. — Dispositions dans le cas de la post-tension .....	139
Art. 8.7. — Dispositions dans le cas de la pré-tension .....	143
<b>Chapitre 9. — DALLES</b> .....	147
Art. 9.1. — Domaine d'application .....	147
Art. 9.2. — Calcul des sollicitations .....	147
Art. 9.3. — Moments fléchissants généraux et locaux .....	153
Art. 9.4. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales .....	155
Art. 9.5. — Règles relatives aux armatures passives .....	159
Art. 9.6. — Justifications vis-à-vis des efforts tranchants réduits .....	159
<b>Chapitre 10. — DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES</b> .....	167
Art. 10.1. — Dimensionnement de détail des pièces .....	167
Art. 10.2. — Tracé, position et enrobage des armatures de précontrainte par post-tension .....	167
Art. 10.3. — Position et enrobage des armatures de précontrainte par pré-tension .....	173
Art. 10.4. — Façonnage et enrobage des armatures passives .....	175
Art. 10.5. — Poussées au vide .....	177
Art. 10.6. — Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre .....	181
Art. 10.7. — Pressions localisées, frettages, articulations .....	181

## ANNEXES

### ANNEXES AU TEXTE

	<i>Pages</i>
<i>Annexe 1.</i> — DÉFORMATIONS DU BÉTON.....	185
<i>Annexe 2.</i> — COMPORTEMENT DES ACIERS .....	197
<i>Annexe 3.</i> — VALEURS NUMÉRIQUES DES COEFFICIENTS DE FROTTEMENT EN POST-TENSION .....	203
<i>Annexe 4.</i> — ZONES D'APPLICATION DE FORCES CONCENTRÉES	205
<i>Annexe 5.</i> — OUVRAGES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS ..	229
<i>Annexe 6.</i> — LES TRAITEMENTS THERMIQUES DES BÉTONS...	235
<i>Annexe 7.</i> — PRÉCONTRAÎNTE EXTÉRIEURE AU BÉTON .....	243
<i>Annexe 8.</i> — RÈGLES TRANSITOIRES RELATIVES A LA DÉFINI- TION DES VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS ET DES COMBINAISONS D'ACTIONS DANS LES CAS COURANTS .....	247

### ANNEXES AUX COMMENTAIRES

<i>Annexe 9.</i> — EFFETS DU SECOND ORDRE DUS AUX EFFORTS DE PRÉCONTRAÎNTE .....	263
<i>Annexe 10.</i> — FATIGUE DES STRUCTURES EN BÉTON .....	267
<i>Annexe 11 A.</i> — COMPLÉMENT AUX COMMENTAIRES DU CHAPITRE 9 .....	281
<i>Annexe 11 B.</i> — HOURDIS, DALLES EN CONSOLE, PLANCHERS- DALLES ET PLANCHERS-CHAMPIGNONS .....	291
<i>Annexe 12.</i> — NOTATIONS .....	303

**Fascicule 62**  
**titre I, section II**

*Texte et commentaires*

**CHAPITRE I**  
**PRINCIPES ET DÉFINITIONS**

**Article 1.1. — Domaine d'application.**

\* *Les constructions soumises à des effets thermiques importants doivent faire l'objet de règles complémentaires spécifiques. Il en est ainsi par exemple de certains ouvrages du génie nucléaire ou de certains ouvrages de stockage.*

*Il est rappelé par ailleurs que les constructions susceptibles d'être soumises au feu sont à justifier selon les règles de calcul DTU dites FB.*

\*\* *Les clauses spécifiques à la précontrainte extérieure sont données en annexe 7.*

\*\*\* *Ces règles particulières peuvent concerner certaines constructions non traditionnelles utilisées dans le bâtiment et dont les conditions de calcul sont fixées dans le cadre des procédures du Ministère concerné.*

**Article 1.2. — Principes de justification.**

\* *L'exposé de cette méthode ainsi que les définitions des termes utilisés se trouvent dans les « Directives Communes relatives au calcul des constructions » de 1979 (D.C. 1979).*

\*\* *Ces états-limites ainsi que les conditions à respecter sont précisés dans les chapitres 6 et 7.*

*Il s'agit essentiellement d'états-limites de déformation et d'états-limites liés à la fissuration :*

- *état-limite de décompression caractérisé par l'atteinte d'une contrainte nulle sur la fibre la moins comprimée de la section ou partie de section à justifier;*
- *état-limite de formation de fissures, caractérisé par l'atteinte dans le béton d'une contrainte de traction égale à  $f_{tj}$  (les notations sont définies en annexe 12);*
- *état-limite d'ouverture des fissures caractérisé par l'atteinte dans les aciers passifs d'une certaine contrainte de traction, fonction de l'ouverture maximale admise pour les fissures éventuelles.*

## CHAPITRE 1

### PRINCIPES ET DÉFINITIONS

#### Article 1.1. — Domaine d'application.

Les présentes règles de calcul sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton précontraint soumis à des températures s'écartant peu de celles qui résultent des seules influences climatiques\*.

La précontrainte peut être appliquée par pré-tension ou par post-tension. Elle est exercée par des armatures intérieures ou éventuellement extérieures au béton\*\*.

Restent en dehors du domaine d'application stricte des présentes règles :

- la précontrainte par des procédés autres que la mise en tension d'armatures en acier;
- les éléments munis d'armatures rigides (profilés laminés) et les structures mixtes acier-béton; †
- certaines pièces préfabriquées en grande série en usine et justifiées par des essais directs.

D'autre part, certains ouvrages peuvent faire l'objet de règles particulières auxquelles il est alors fait référence\*\*\*.

#### Article 1.2. — Principes de justification.

Les calculs justificatifs sont établis suivant la méthode des états-limites\*.

Un « état-limite » est celui dans lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite.

On distingue :

- les « états-limites ultimes » qui correspondent à la limite :
  - soit de l'équilibre statique,
  - soit de la résistance,
  - soit de la stabilité de forme;
- les « états-limites de fatigue »;
- les « états-limites de service » qui sont définis en tenant compte des conditions d'exploitation et/ou de durabilité\*\*.

#### Article 1.3. — Classes de vérification.

\* Le marché fixe les conditions de rattachement aux différentes classes. Les classes correspondantes sont des classes de vérification et non pas des classes de qualité. Les états-limites qui leur sont associés doivent être considérés comme des repères plutôt que comme des seuils précis de changement d'état :

- En classe I, l'état-limite de décompression ne doit pas être dépassé sous l'effet des combinaisons rares.
- En classe II, dans la section d'enrobage (définie en 5.3.), on ne doit dépasser ni l'état-limite de formation des fissures sous l'effet des combinaisons rares, ni l'état-limite de décompression sous l'effet des combinaisons fréquentes.
- En classe III (précontrainte partielle), on ne doit dépasser ni un certain état-limite d'ouverture des fissures défini pour l'ensemble de la section sous combinaisons rares, ni un autre état-limite d'ouverture des fissures défini sur la section d'enrobage sous combinaisons fréquentes, ni enfin l'état-limite de décompression dans la section d'enrobage sous combinaison quasi-permanente.

Dans la mesure où le marché le précise, différentes classes peuvent être appliquées à une même structure, selon la partie d'ouvrage ou la direction à justifier. La notion de classe étant, par ailleurs, liée à celle de situation, une partie d'ouvrage, dans une direction donnée, peut, si le marché le permet, être vérifiée selon les modalités d'une classe particulière dans une certaine situation d'exploitation et d'une autre classe lorsque la situation d'exploitation (au sens des D.C. 1979) vient à changer.

Le choix d'une classe de vérification pour un ouvrage ou pour une partie d'ouvrage doit être basé sur la considération de nombreux facteurs techniques et économiques parmi lesquels on peut citer :

- l'ambiance plus ou moins agressive dans laquelle est placée la structure;
- le type d'ouvrage, son mode de construction (exécution fractionnée ou non...), le mode de fabrication de ses éléments (préfabrication, pré- ou post-tension...);
- l'importance relative des sollicitations permanentes et variables ainsi que la distribution dans le temps de ces dernières;
- l'expérience acquise compte tenu des réalisations antérieures.

Le recours à la classe I est, en principe, exceptionnel. En sont justiciables, toutefois, les pièces soumises à traction simple : tirants, parois de réservoirs circulaires, surtout si ces derniers sont destinés à stocker des fluides dangereux; et également les pièces susceptibles d'être très sollicitées à la fatigue.

La classe II est particulièrement destinée aux éléments exposés à une ambiance agressive (cas de certains bâtiments industriels) et à ceux qui comportent de nombreux joints.

La classe III, enfin, intéresse essentiellement les pièces en atmosphère peu agressive (éléments de bâtiments courants par exemple); cette classe, toutefois, ne peut être utilisée pour la justification des sections de joint entre éléments préfabriqués.



Article 1.3. — Classes de vérification.

Pour les justifications des seules contraintes normales vis-à-vis des états-limites de service, les constructions, éléments de constructions, sections sont rattachés à l'une des trois classes de vérification\* définies par les règles de calcul énoncées en 6.1.2.

Une justification établie dans une classe vaut justification pour les classes suivantes.

La classification précédente ne s'applique pas aux sections et zones particulières (abouts, ancrages).

Des règles spécifiques sont données par ailleurs en 6.1.4. pour les sections de joint ou de reprise et en 6.1.5. pour les sections de couplage.

*Enfin, la notion de classe, selon la stricte définition qui en est donnée en 6.1.2., peut prêter à interprétation pour l'application à certains cas particuliers (silos, par exemple). Il appartient alors aux rédacteurs des règles spécifiques afférentes à ces types de construction d'aménager la notion en question en respectant la lettre des vérifications définies au chapitre 6 mais en les regroupant d'une façon mieux adaptée aux problèmes particuliers qui se posent.*

CHAPITRE 2

**DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX**

**Article 2.1. — Béton.**

\* Ces données conventionnelles sont à distinguer des règles à appliquer pour leur contrôle.

\*\* Par exemple, ciments alumineux ou autres ciments à vitesse de durcissement particulière.

\*\*\* Ce cas fait l'objet de l'annexe 5.

\*\*\*\* Ce cas fait l'objet de l'annexe 6.

**2.1.1. — Caractères du béton à prendre en compte pour le calcul.**

\* Les valeurs de ces caractères se réfèrent implicitement aux normes, ou, à défaut, aux modes opératoires du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

**2.1.2. — Résistance à la compression.**

\* Les conditions à satisfaire pour qu'un béton puisse être considéré comme atteignant la résistance caractéristique requise figurent dans le Fascicule 65 du C.C.T.G.

\*\* La valeur choisie pour chaque béton, en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément à construire, est fixée par le marché de préférence dans la série suivante (en MPa) :

30, 35, 40

Une résistance  $f_{c28}$  de 30 MPa peut être satisfaite dans toutes les régions en choisissant un ciment de classe appropriée, en sélectionnant les granulats et en étudiant rationnellement la composition granulométrique du béton.

CHAPITRE 2

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

Article 2.1. — Béton.

Les données figurant au présent article sont conventionnelles\*.

Elles ne s'appliquent pas toutes aux cas suivants :

- bétons constitués de liants spéciaux\*\*;
- bétons constitués de granulats légers\*\*\*;
- bétons traités thermiquement\*\*\*\*.

2.1.1. — Caractères du béton à prendre en compte pour le calcul\*.

Le caractère de base est la résistance à la compression à 28 jours, d'où sont déduites les valeurs des caractères suivants :

- les résistances à la compression aux âges de  $j$  jours, différents de 28;
- les résistances à la traction à différents âges;
- le module de déformation longitudinale du béton.

Les autres données nécessaires au calcul concernent les caractères suivants :

- les déformations différées;
- le coefficient de Poisson;
- le coefficient de dilatation thermique.

2.1.2. — Résistance à la compression.

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite « résistance caractéristique requise ou spécifiée »\*. Celle-ci, notée  $f_{c28}$ , est choisie *a priori* compte tenu des possibilités locales\*\*.

Une résistance  $f_{c28}$  de 35 MPa exige, outre le choix d'un ciment de qualité appropriée livré par une usine présentant une bonne garantie de régularité, une sélection rigoureuse de granulats produits par des fournisseurs maîtrisant leur contrôle de fabrication, ainsi que des conditions de fabrication du béton garantissant le respect d'une valeur maximale de l'écart-type.

Les résistances  $f_{c28}$  supérieures à 35 MPa sont réservées aux ouvrages pour lesquels le béton a fait l'objet d'une justification dès le stade du projet, ou à certaines fabrications industrielles.

Lorsque la fabrication du béton et la régularité de ses composants sont contrôlées conformément au Fascicule 65 les résistances moyennes du béton peuvent n'être supérieures aux valeurs caractéristiques que de 10 % environ. Par contre, si le béton est moins régulier et le chantier moins bien contrôlé, la différence peut être beaucoup plus grande; en l'absence d'informations valables, on peut alors estimer que la valeur moyenne doit atteindre  $f_{cm} = 1,25 f_{c28}$ .

\*\*\* Cette règle ne fait pas obstacle à l'exigence d'une augmentation de la résistance ni à la spécification éventuelle d'une résistance à plus long terme (90 jours par exemple), supérieure à  $f_{c28}$ .

\*\*\*\* On peut admettre en première approximation, dans les conditions normales de température, que pour  $j \leq 28$ ,

$$f_{cj} = 0,685 \log(j + 1) f_{c28}$$

log désignant le logarithme décimal.

2.1.3. — Résistance à la traction.

La résistance à la compression est conventionnellement maintenue constante à partir de 28 jours\*\*\*.

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue au jour considéré\*\*\*\*.

### 2.1.3. — Résistance à la traction.

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimées en MPa (ou N/mm<sup>2</sup>).

### 2.1.4. — Déformations longitudinales instantanées.

\* Ce n'est le cas en pratique que pour la justification vis-à-vis des états-limites ultimes de stabilité de forme des pièces très élancées.

2.1.4. — Déformations longitudinales instantanées.

2.1.41. — On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur.

Cette déformation instantanée du béton n'est proportionnelle à la charge appliquée que dans un domaine limité.

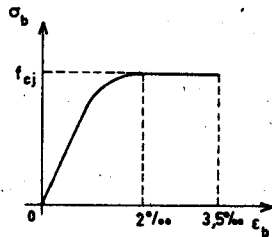
2.1.42. — Dans les cas courants, aux états-limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle linéaire. A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté  $E_{ij}$ , une valeur conventionnelle égale à :

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ exprimés en MPa ou N/mm}^2).$$

Toutefois, lorsque l'évaluation des déformations nécessite une meilleure précision, et notamment pour le calcul des pertes de précontrainte des pièces minces fortement comprimées et le contrôle de leur déformation à la fabrication, on doit adopter une loi déformation-contrainte qui, à défaut de données expérimentales probantes, est celle donnée à l'annexe 1.

2.1.43. — Lorsqu'on a besoin d'une loi déformation-contrainte représentative du comportement du béton jusqu'à rupture, notamment dans les calculs aux états-limites ultimes, il est nécessaire de recourir à l'un des modèles suivants.

Dans les cas courants, lorsqu'on n'a pas besoin d'une évaluation précise des déformations, on peut adopter le diagramme parabole-rectangle représenté ci-dessous.



Lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations et à défaut de données expérimentales probantes\*, il est nécessaire d'adopter un diagramme prenant en compte :

— la valeur du module tangent à l'origine pour lequel on conserve la formule :

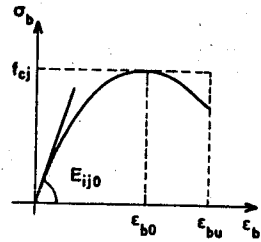
$$E_{ij0} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

\*\* Cette formule donne une évaluation de la valeur probable de la déformation au pic de contrainte à partir de la résistance caractéristique du béton.

— la valeur de la déformation au maximum de contrainte, appelé pic de contrainte, que l'on peut évaluer par la formule :

$$\epsilon_{b0} = 0,62 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}^{**} \text{ (MPa)}$$

— et la valeur de la résistance à la compression du béton  $f_{cj}$ .



On peut alors se reporter à l'annexe 1.

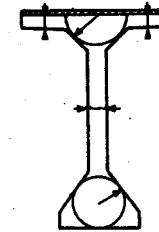
2.1.5. — Déformations différées.

\* Les termes retrait et fluage, utilisés dans cet article, désignent des raccourcissements relatifs. Des définitions plus précises figurent en annexe 1.

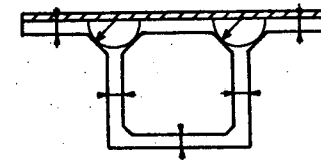
\*\* Le rayon moyen ainsi défini correspond sensiblement au double de la moyenne des trajets que doit faire l'eau lors de son évaporation pendant le durcissement du béton.

Lorsque l'on souhaite obtenir une évaluation plus précise, notamment pour évaluer les effets différentiels, il est nécessaire de décomposer la pièce en éléments à peu près homogènes et d'évaluer pour chacun le rayon moyen, en tenant compte du phénomène physique à représenter.

Pour une poutre sous chaussée, le rayon moyen du hourdis supérieur est son épaisseur, du fait de la présence de l'étanchéité et des enrobés. Celui de l'âme est sa demi épaisseur. Celui du talon est la moitié du rayon du plus grand cercle inscrit. Celui de la zone des goussets de raccordement entre l'âme et le hourdis supérieur est le rayon du plus grand demi cercle inscrit.



Pour un caisson, le rayon moyen des âmes est égal à leur épaisseur ainsi que celui du hourdis inférieur.



2.1.5. — Déformations différées.

Les déformations différées du béton résultent du retrait et du fluage\*, qui sont considérés dans les calculs comme deux phénomènes indépendants dont les effets s'additionnent.

Ces déformations et leur évolution dans le temps dépendent du rayon moyen de la pièce  $r_m$ . Lorsqu'on envisage des effets globaux, dans les cas courants, on peut définir le rayon moyen de la pièce par le rapport :

$$r_m = \frac{B}{u}$$

où B est l'aire de la section droite de la pièce et u son périmètre extérieur\*\*.

2.1.51. — Retrait.

\* Le retrait final dépend de nombreux facteurs, notamment de l'humidité relative de l'atmosphère du lieu, de l'épaisseur de la pièce considérée et des dosages en ciment et en eau.

2.1.51. — Retrait.

La valeur du retrait en fonction du temps peut être exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r r(t)$$

où :

$\varepsilon_r$  est le retrait final du béton\*,

et  $r(t)$  une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps  $t$  varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

A défaut de résultats expérimentaux le retrait final  $\varepsilon_r$  est donné :

— soit, par les valeurs forfaitaires suivantes :

3.10<sup>-4</sup> dans le quart Sud-Est de la France,

2.10<sup>-4</sup> dans le reste de la France;

— soit, si une plus grande précision est recherchée, par application de l'annexe 1.

A défaut de résultats expérimentaux, la loi d'évolution du retrait  $r(t)$  est donnée par :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

où  $t$  est l'âge du béton, en jours, compté à partir du jour de fabrication, et  $r_m$  le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

2.1.52. — Fluage.

\* Bien que le fluage cesse d'être linéaire à partir d'une certaine valeur de la contrainte, on admet d'utiliser les formules du présent article pour évaluer l'effet du fluage dans les calculs aux états-limites ultimes de stabilité de forme.

\*\* On peut donc définir en tant que moyen de calcul un module de déformation longitudinale du béton à long terme incluant les déformations instantanées et différées et noté  $E_{vj}$  utilisable sous l'effet des charges permanentes ou de très longue durée d'application et donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{11\,000}{3} \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$



2.1.52. — Fluage.

Dans les calculs relatifs aux états-limites de service\*, la déformation de fluage à l'instant  $t$  d'un béton soumis à l'âge  $j = t_1 - t_0$  à une contrainte constante  $\sigma_1$  est exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_{\eta} = \varepsilon_{ic} \cdot K_{\eta}(t_1 - t_0) \cdot f(t - t_1)$$

$t_0$  : date du bétonnage,  
 $t_1$  : date de mise en charge;

où :

—  $\varepsilon_{ic}$  est une déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte  $\sigma_1$  :

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_1}{E_{i28}}$$

—  $K_{\eta}$  est le coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ( $t_1 - t_0$ ) du béton au moment où il subit la contrainte  $\sigma_1$ ;

— et  $f(t - t_1)$  une fonction de la durée du chargement ( $t - t_1$ ), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre  $\varepsilon_{\eta}$  sous la forme :

$$\varepsilon_{\eta} = \varepsilon_i \Phi(t_1 - t_0) f(t - t_1)$$

où :

—  $\varepsilon_i$  est la déformation réelle instantanée :  $\varepsilon_i = \frac{\sigma_1}{E_{ij}}$ ;

—  $\Phi = K_{\eta} \frac{E_{ij}}{E_{i28}}$  le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée.

Lorsque l'évaluation des déformations doit être faite avec précision, le calcul est mené selon les indications de l'annexe 1.

Dans les cas courants, on peut prendre\*\* :

$$\varepsilon_{\eta} = \Phi \frac{\sigma_1}{E_{ij}} f(t - t_1), \quad \text{avec} \quad \Phi = 2.$$

La loi d'évolution de fluage  $f(t - t_1)$  est donnée par la formule :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}}$$

dans laquelle la durée de chargement ( $t - t_1$ ) est exprimée en jours et le rayon moyen  $r_m$  en centimètres.

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte il est admis de superposer les déformations de fluage dues à chaque variation de contrainte, sauf si certaines de ces variations sont de fortes diminutions. Il faut alors se reporter à l'annexe 1.

2.1.6. — Coefficient de Poisson.

\* Cette valeur est également admissible dans les phases de déformation plastique.

2.1.7. — Coefficient de dilatation thermique.

\* Le coefficient de dilatation thermique varie approximativement de  $8 \cdot 10^{-6}$  pour les bétons à granulats entièrement calcaires à  $12 \cdot 10^{-6}$  pour les bétons à granulats entièrement siliceux.

Article 2.2. — Armatures de précontrainte.

\* L'autorisation de fourniture peut être accordée, pour une durée limitée, par le Président de la Commission Interministérielle de la Précontrainte, pour une qualité déterminée en voie d'agrément, à un directeur d'usine productrice.

L'autorisation d'emploi peut être accordée par le Président de la Commission Interministérielle de la Précontrainte, à un maître d'ouvrage ou à un maître d'œuvre pour un ouvrage déterminé.

Dans la suite du texte, le vocable « décision d'agrément » indique qu'il s'agit d'une réelle décision d'agrément ou d'une autorisation de fourniture ou d'emploi.

2.2.1. — Caractères à prendre en compte dans les calculs.

\* Si l'armature choisie a donné lieu à la fixation de classes de résistance par le titre II du Fascicule 4, ce sont les valeurs garanties définies pour ces classes qui figurent dans les décisions d'agrément et qui sont donc prises en compte dans les calculs.

2.1.6. — Coefficient de poisson.

Le coefficient de Poisson du béton non fissuré est pris égal à 0,20\*. En cas de fissuration, il est pris égal à zéro.

2.1.7. — Coefficient de dilatation thermique.

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à  $10^{-5}$  par degré C\*.

Article 2.2. — Armatures de précontrainte.

Les armatures de précontrainte doivent satisfaire aux prescriptions du titre II (armatures en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré- ou post-tension) du Fascicule 4 (fourniture d'aciers et autres métaux) du C.C.T.G.

Ces armatures doivent, soit être agréées par le Ministre concerné, soit bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'une autorisation d'emploi\*.

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, la catégorie (fils, barres ou torons) d'armatures à utiliser est définie par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte.

Dans le cas de la précontrainte par pré-tension, seuls peuvent être utilisés les torons et les fils autres que les fils ronds et lisses.

2.2.1. — Caractères à prendre en compte dans les calculs.

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

— soit des caractères dont les valeurs spécifiées sont fixées par le titre II du Fascicule 4 du C.C.T.G. ou par la décision d'agrément :

- section nominale de l'armature;
- valeurs garanties de la charge maximale  $F_{prg}$  à rupture qui, rapportée à l'unité de section nominale, est désignée par le symbole  $f_{prg}^*$ , et de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 p. 100  $F_{peg}$  qui, rapportée à l'unité de section nominale, est désignée par le symbole  $f_{peg}^*$ ;

— relaxation;

— adhérence au béton;

— soit des caractères non spécifiés dont les valeurs forfaitaires sont fixées dans les paragraphes ci-dessous :

— coefficient de dilatation thermique;

— module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations.

2.2.2. — Relaxation.

\*  $F_{pr}$  représente la charge maximale à la rupture mesurée sur l'éprouvette contiguë à celle qui est soumise à l'essai de relaxation (cf. Norme NF A 03-715 et A 03-716).

Le Fascicule 4, titre II du C.C.T.G., définit au maximum 2 sous-classes de relaxation notées respectivement TBR (très basse relaxation;  $\rho_{1000} = 2,5\%$ ) et RN (relaxation normale;  $\rho_{1000} = 8\%$ ). Une décision d'agrément peut également retenir une valeur  $\rho_{1000}$  intermédiaire.

\*\* Une formule plus précise figure en annexe 2. Cette formule permet en outre de calculer la relaxation à un temps intermédiaire  $t$ .

2.2.3. — Adhérence au béton.

2.2.3.1. — Cas de la précontrainte par pré-tension.

\* Les conditions conventionnelles d'exécution des essais de longueur conventionnelle de scellement sont, notamment, une tension à l'origine des armatures  $\sigma_{pi} = 0,85 f_{prg}$  et une résistance à la compression du béton au moment de la détension des armatures égale à 40 MPa pour une première série d'essais et 25 MPa environ pour une deuxième série d'essais.

La décision d'agrément peut assortir la valeur de  $l_{cs}$  de conditions particulières d'exécution (fretage par exemple).

\*\* On peut admettre que  $f_{cm} = 1,25 f_{cj}$  et il est fortement déconseillé de sceller des armatures de précontrainte dans un béton dont  $f_{cj}$  est inférieur à 20 MPa.

\*\*\* En pratique, pour les armatures de forme et de classe de résistance existant au moment de la rédaction du présent fascicule, une valeur approchée convenable de  $l_{cs}$  est donnée par  $KD_n$  où  $D_n$  est le diamètre nominal de l'armature et  $K$  un coefficient pris égal à 100 pour les fils autres que ronds et lisses et les torons constitués de 3 fils et à 75 pour les torons constitués de 7 fils.

\*\*\*\* En pratique, les valeurs couramment utilisées pour ces deux coefficients sont :

— 1,3 pour les torons (y compris les torons constitués de 3 fils);

— 1 pour les fils autres que ronds et lisses.

2.2.2. — Relaxation.

La décision d'agrément fixe la valeur garantie de la perte par relaxation isotherme à 000 heures, exprimée en % de la tension initiale et notée  $p_{1000}$ , sous une tension initiale de  $0,7 F_{pr}$ .\*

La valeur de la perte par relaxation  $\Delta\sigma_p(x)$ , exprimée en valeur absolue, est donnée par la formule de l'article 3.3.23.\*\*

2.2.3. — Adhérence au béton.

2.2.31. — Cas de la précontrainte par pré-tension.

La décision d'agrément fixe, pour les fils et pour les torons, la longueur conventionnelle de scellement  $l_{cs}$  obtenue par interprétation des essais préalables à l'agrément\*.

La longueur nominale de scellement  $l_{sn}$  à prendre en compte dans les calculs peut différer sensiblement de  $l_{cs}$  lorsque les conditions d'utilisation (tension initiale des armatures, résistance à la compression du béton à la détension des armatures, notamment) s'écartent des conditions retenues pour l'exécution des essais conventionnels.

A défaut de résultats probants dans les conditions envisagées, on utilise la formule suivante, valable pour  $f_{cm} \geq 25$  MPa\*\* :

$$l_{sn} = \frac{\mu}{0,85} [l_{cs} + 2(40 - f_{cm})]***$$

dans laquelle  $l_{sn}$  et  $l_{cs}$  sont exprimées en cm,  $\mu = \frac{\sigma_{pR}}{f_{prg}}$  ( $\sigma_{pR}$  étant la tension, en MPa, des armatures avant relâchement) et  $f_{cm}$  est la valeur moyenne attendue pour la résistance à la compression du béton au moment du relâchement des armatures, exprimée en MPa et plafonnée à 40.

Les coefficients d'adhérence  $\eta_p$  et  $\psi_{sp}$  (coefficients de fissuration et de scellement) sont fixés par la décision d'agrément\*\*\*\*.

2.2.4. — Coefficient de dilatation thermique.

2.2.5. — Module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations.

\* Dans certains cas les décisions d'agrément des procédés indiquent le module apparent des unités de précontrainte auquel on doit alors se référer.

Article 2.3. — Armatures passives.

\* Se reporter au commentaire\* de l'article 2.2.

2.2.32. — Cas de la précontrainte par post-tension.

Les coefficients d'adhérence à prendre en compte éventuellement sont déduits de résultats expérimentaux.

2.2.4. — Coefficient de dilatation thermique.

Le coefficient de dilatation thermique des armatures est pris égal à  $10^{-5}$  par degré C.

2.2.5. — Module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations.

En l'absence de résultats expérimentaux sur les armatures concernées, on prend\* :

$E_p = 200\ 000$  MPa pour les fils et les barres;

$E_p = 190\ 000$  MPa pour les torons.

Les diagrammes efforts-déformations à prendre en compte dans les calculs sont indiqués à l'annexe 2.

Article 2.3. — Armatures passives.

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives. Elles sont identiques à celles utilisées dans le béton armé.

Elles doivent satisfaire aux prescriptions du titre I « aciers pour béton armé » du Fascicule 4 « fourniture d'aciers et autres métaux » du C.C.T.G.

Elles peuvent être des ronds lisses, des armatures à haute adhérence ou des treillis soudés. Les armatures à haute adhérence et les treillis soudés doivent, soit être agréés par le Ministre concerné, soit bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'une autorisation d'emploi\*.

2.3.1. — Caractères à prendre en compte dans les calculs.

\* La limite d'élasticité considérée est une valeur conventionnelle obtenue en effectuant le quotient de la charge à la limite d'élasticité par la section nominale.

2.3.2. — Module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations.

2.3.3. — Aptitude de l'armature à rester solidaire du béton qui l'entoure.

2.3.1. — Caractères à prendre en compte dans les calculs.

Les caractères des armatures passives qui dépendent de leur processus de fabrication sont définis par le titre I du Fascicule 4. Parmi ces caractères, ceux qui sont à prendre en compte dans les calculs sont les suivants :

- section nominale de l'armature;
- limite d'élasticité garantie, désignée par  $f_{eg}$  ou  $f_e^*$ ;
- module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations;
- aptitude de l'armature à rester solidaire du béton qui l'entoure.

2.3.2. — Module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations.

Le module de déformation longitudinale de l'acier  $E_s$  est pris égal à 200 000 MPa. Les diagrammes efforts-déformations sont donnés à l'annexe 2.

2.3.3. — Aptitude de l'armature à rester solidaire du béton qui l'entoure.

Elle est caractérisée par les coefficients d'adhérence dits de fissuration et de scellement désignés respectivement par  $\eta$  et  $\psi_s$ .

Les valeurs de ces coefficients à prendre en compte pour les calculs sont :

- pour les ronds lisses :  $\eta = \psi_s = 1$ ;
- pour les armatures à haute adhérence et les treillis soudés les valeurs figurant dans les décisions d'agrément.

CHAPITRE 3.

PRÉCONTRAİNTE

Article 3.1. — Tension à l'origine.

\* Le mot tension désigne ici une contrainte. La force de précontrainte d'une armature s'obtient en multipliant sa tension par la section nominale  $A_p$  de l'armature.

Article 3.2. — Valeur maximale de la tension à l'origine.

3.2.2. — \* Pour les armatures de précontrainte constituées par des fils non ronds ou non lisses, des barres, des torons ou des câbles toronnés ou torsadés,  $f_{prg}$  et  $f_{pcg}$  doivent être remplacés respectivement par les quotients de la charge de rupture garantie  $F_{prg}$  et de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % garantie  $F_{pcg}$  par leur section nominale.

\*\* Cette organisation vise notamment la fiabilité des ancrages et la sécurité du personnel.

### CHAPITRE 3 PRÉCONTRAINTÉ

#### Article 3.1. — Tension à l'origine.

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension\* à l'origine, notée  $\sigma_{po}$ , c'est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l'origine et la tension qui s'exerce en un point donné d'une armature, à un instant donné.

#### Article 3.2. — Valeur maximale de la tension à l'origine.

3.2.1. — La tension à l'origine doit être au plus égale aux valeurs limites autorisées par :

- l'arrêté d'agrément des aciers utilisés;
- l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte, dans le cas de post-tension.

3.2.2. — Elle ne doit pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes\* :

- dans le cas de la post-tension :

$$0,80 f_{prg} \left( \text{ou } 0,80 \frac{F_{prg}}{A_p} \right)$$

$$0,90 f_{peg} \left( \text{ou } 0,90 \frac{F_{peg}}{A_p} \right),$$

sauf dans le cas des barres laminées où la tension est limitée à  $0,70 f_{prg}$  :

- dans le cas de la pré-tension en règle générale :

$$0,80 f_{prg} \left( \text{ou } 0,80 \frac{F_{prg}}{A_p} \right)$$

$$0,90 f_{peg} \left( \text{ou } 0,90 \frac{F_{peg}}{A_p} \right),$$

ces valeurs pouvant être portées respectivement à  $0,85 f_{prg}$  et  $0,95 f_{peg}$  dans le cas d'une production industrialisée justifiant d'une organisation de la qualité\*\*.

#### Article 3.3. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par post-tension.

##### 3.3.1. — Pertes de tension instantanées.

\* Ces pertes peuvent se produire à différentes étapes de la construction.

##### 3.3.11. — Perte de tension par frottement de l'armature.

\* Il y a lieu de tenir compte du tracé du câble dans l'espace. Toutefois il est loisible par simplification de prendre la somme des déviations angulaires dans deux plans perpendiculaires.

\*\* L'attention est attirée sur les conditions de validité de ces coefficients telles qu'elles sont stipulées par le Fascicule 65 et rappelées dans l'annexe 3.

\*\*\* Si des valeurs différentes sont utilisées dans certains cas particuliers, ces valeurs doivent se référer à des résultats expérimentaux et sont éventuellement indiquées dans le marché.

## Article 3.3. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par post-tension.

## 3.3.1. — Pertes de tension instantanées.

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- les pertes de tension par frottement;
- les pertes de tension à l'ancrage;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton\*.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse  $x$  de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse  $x$ , après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée :

$$\sigma_{pi}(x) \text{ (ou simplement } \sigma_{pi}) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

## 3.3.11. — Perte de tension par frottement de l'armature.

La tension  $\sigma_{po}(x)$  d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{po}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po} e^{-f\alpha - \phi x}$$

dans laquelle :

- $x$  est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension;
- $e$  la base des logarithmes népériens;
- $\alpha$  la déviation angulaire totale\* du câble sur la distance  $x$ ;
- $f$  le coefficient de frottement en courbe ( $rd^{-1}$ );
- $\phi$  le coefficient de perte de tension par unité de longueur ( $m^{-1}$ ).

Les valeurs des coefficients  $f$  et  $\phi$  dans des conditions normales de mise en œuvre sont fixées par l'annexe 3\*\* ou éventuellement par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé\*\*\*

La perte de tension par frottement, dans la section considérée, est égale à :  $\sigma_{po} - \sigma_{po}(x)$ .

## 3.3.12. — Perte de tension à l'ancrage.

\* On doit être particulièrement prudent dans le calcul des pertes de tension dues à la rentrée d'ancrage, pour des armatures de faible longueur (par exemple dans le cas d'étriers tendus).

Il est alors recommandé de considérer pour le calcul la plus forte des valeurs suivantes :

- 1,5 fois la rentrée d'ancrage fixée par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé;
- la rentrée d'ancrage augmentée de 2 mm.

## 3.3.13. — Perte de tension par déformations instantanées du béton.

\* En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformations instantanées du béton peut généralement être obtenue en la prenant égale à :

$$6k\sigma_b$$

$\sigma_b$  désignant la contrainte finale du béton définie à l'article 3.3.22.

\*\* Dans le cas de  $n$  armatures identiques tendues successivement, le coefficient  $k$  est en réalité égal à  $\frac{n-1}{2n}$ . Il se rapproche d'autant plus de  $\frac{1}{2}$  que le nombre d'armatures est plus élevé.

## 3.3.2. — Pertes de tension différées.

## 3.3.21. — Perte de tension due au retrait du béton.

\* L'influence d'un traitement thermique du béton sur la perte de tension due au retrait fait l'objet de l'annexe 6.

3.3.12. — Perte de tension à l'ancrage.

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage, appelée « perte par recul d'ancrage », est obtenue à partir de la valeur fixée par l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé\*.

3.3.13. — Perte de tension par déformations instantanées du béton.

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à :

$$E_p \sum \frac{k \Delta \sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

$\Delta \sigma_{bj}$  désignant la variation de contrainte\* agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.

et k un coefficient multiplicateur égal à

- $\frac{1^{**}}{2}$  pour les variations de contrainte dues à la précontrainte relative à la phase de mise en tension des armatures considérées et aux actions permanentes appliquées simultanément.
- 1 pour les variations de contraintes dues aux actions permanentes appliquées postérieurement à cette phase de précontrainte, y compris celles dues aux armatures actives mises en tension ultérieurement.

3.3.2. — Pertes de tension différées.

3.3.21. — Perte de tension due au retrait du béton.

La perte finale de tension due au retrait\* du béton est égale à :

$$\Delta \sigma_r = \varepsilon_r [1 - r(j)] E_p$$

$\varepsilon_r$  étant le retrait total du béton, tel qu'il est défini à l'article 2.1.51.  
j l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte  
et r(t) une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps, définie à l'article 2.1.51.

3.3.22. — Perte de tension due au fluage du béton.

\* Cet article comporte des règles de calcul simplifiées destinées à l'estimation des pertes de tension dues au fluage pour laquelle il serait illusoire de rechercher une plus grande précision. L'influence d'un traitement thermique du béton sur la perte de tension due au fluage fait l'objet de l'annexe 6.

\*\* Ces variations peuvent concerner :

- la précontrainte, qui est toujours variable dans le temps par suite de ses pertes différées et qui, en outre, varie souvent du fait de mises en tension successives.
- les charges permanentes qui sont le plus souvent mises en jeu par phases successives pouvant comporter plusieurs opérations de bétonnage, de mise en œuvre d'éléments préfabriqués et de pose de superstructures diverses.

On peut citer comme exemples certaines poutres préfabriquées soumises à des contraintes  $\sigma_{bj}$  élevées sous leur poids propre tandis que la contrainte définitive  $\sigma_b$  est relativement faible. En cas de durée de stockage importante, les contraintes  $\sigma_{bj}$  provoquent alors des déformations de fluage pratiquement irréversibles.

3.3.23. — Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

3.3.24. — Évaluation des pertes de tension différées.

\* La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

Ce calcul forfaitaire pénalise les armatures soumises à des pertes de tension par retrait et fluage du béton élevées, pour lesquelles la perte de tension par relaxation est plus faible que celle donnée ci-contre.



## 3.3.22. — Perte de tension due au fluage du béton\*.

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations\*\* dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{\eta} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$\sigma_b$  étant la contrainte finale et  $\sigma_M$  la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontrainte,

j l'âge du béton lors de sa mise en précontrainte.

Si  $\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$ , il est loisible, à titre de simplification, d'évaluer la perte finale de tension due au fluage du béton à :

$$\Delta\sigma_{\eta} = 2,5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

## 3.3.23. — Perte de tension due à la relaxation de l'acier.

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left( \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

$\mu_0$  étant un coefficient pris égal à :

0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).

0,35 pour les autres armatures.

## 3.3.24. — Évaluation des pertes de tension différées en fonction du temps.

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{\eta} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p^*$$

Lorsqu'il est nécessaire de tenir compte de l'évolution des pertes de précontrainte en fonction du temps, on peut admettre que la valeur totale des pertes différées  $\Delta\sigma_{dj}$ , évaluée j jours après la mise en tension du groupe d'armatures considéré, suit la loi suivante :

$$\Delta\sigma_{dj} = r(j) \Delta\sigma_d$$

la fonction  $r(j)$  étant identique à la fonction  $r(t)$  définie à l'article 2.1.51.

## Article 3.4. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par pré-tension.

## 3.4.1. — Pertes de tension à la mise en œuvre.

## 3.4.11. — Pertes à la mise en tension de l'armature.

\* Ces pertes doivent alors faire l'objet d'une détermination expérimentale.

## 3.4.12. — Pertes entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément.

\* Pour certaines productions en série relatives au bâtiment et faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle, il peut être attribué à ces pertes des valeurs forfaitaires qui sont alors précisées dans la décision correspondante.

\*\* Le retrait est à prendre en compte dès son origine.

\*\*\* Complétées par les annexes 1 et 2.

Article 3.4. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par pré-tension.

3.4.1. — Pertes de tension à la mise en œuvre.

Dans le cas de la pré-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension à la mise en œuvre qui se produisent :

- à la mise en tension de l'armature,
- entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément,
- à la mise en précontrainte de l'élément.

La valeur totale de ces pertes de tension à la mise en œuvre, dans une section d'abscisse  $x$  de l'armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ .

La tension au point d'abscisse  $x$  après pertes de tension à la mise en œuvre, appelée tension initiale, est notée :

$$\sigma_{pi}(x) \text{ (ou simplement } \sigma_{pi}) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

3.4.11. — Pertes à la mise en tension de l'armature.

Il est tenu compte, le cas échéant :

- de la perte de tension qui résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, sur le banc;
- de la perte de tension qui résulte des frottements parasites ainsi que de l'emploi de déviateurs\*.

3.4.12. — Pertes entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément.

Ces pertes de tension\* résultent :

- du retrait du béton,
- de la relaxation de l'acier,
- de la déformation différentielle de l'armature et du béton sous l'effet d'un éventuel traitement thermique du béton.

En l'absence de traitement thermique du béton, les pertes dues au retrait\*\* et à la relaxation doivent être évaluées à partir des prescriptions du chapitre 2\*\*\*.

Dans le cas où le béton est soumis à un traitement thermique, les deux pertes précédentes sont modifiées et il faut y ajouter une perte spécifique appelée perte thermique. L'évaluation de ces différentes pertes est alors effectuée conformément aux indications de l'annexe 6.

3.4.2. — Pertes de tension différées.

\* Dans le cas de la précontrainte par pré-tension, s'agissant généralement de fabrications industrielles de séries de produits dont la mise en œuvre comporte par ailleurs peu de phases, il est justifié de recourir à une évaluation précise des pertes de tension.

Toutefois, pour certaines productions relatives au bâtiment et faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle il peut être attribué à ces pertes des valeurs forfaitaires qui sont alors précisées dans la décision correspondante ou ses documents annexes.

\*\* Notamment quand une phase est consécutive à une diminution de la contrainte  $\sigma_{bj}$  du béton, il y a lieu de tenir compte d'un terme de retour du fluage évalué à partir des indications du paragraphe 4.4. de l'annexe 1.

## 3.4.13. — Perte à la mise en précontrainte de l'élément.

La perte de tension à la mise en précontrainte de l'élément résulte de la déformation instantanée du béton due à l'action des armatures lors de leur relâchement.

Cette perte est prise égale à :

$$E_p \frac{\sigma_{bj}}{E_{ij}} (1 + k_i)$$

$\sigma_{bj}$  désignant la contrainte agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les diverses actions permanentes appliquées au jour  $j$  de la mise en précontrainte.

$k_i$  étant défini à l'annexe 1.

## 3.4.2. — Pertes de tension différées.

Les pertes de tension différées doivent être calculées phase par phase\*, en suivant les différentes étapes de la construction, c'est-à-dire de l'application des actions permanentes. Chacun des termes dus au retrait et au fluage du béton ainsi qu'à la relaxation des aciers est alors calculé dans l'intervalle de temps séparant deux déformations instantanées dont les effets sont évalués conformément à l'article 3.4.3.

Il est en outre tenu compte de la concomitance de la relaxation des aciers avec le retrait et le fluage du béton par la formule donnée au paragraphe 5 de l'annexe 2.

Les pertes par retrait et fluage du béton, dans chaque phase, sont évaluées à partir des indications de l'annexe 1\*\*, complétées en cas de traitement thermique par celles de l'annexe 6.

La perte par relaxation des aciers, dans chaque phase, est évaluée à partir des indications de l'annexe 2, complétées en cas de traitement thermique par celles de l'annexe 6.

\* Dans ce cas, il peut éventuellement être nécessaire de tenir compte de la part non recouvrable de la déformation instantanée, en fonction du niveau de contrainte résultante atteint, conformément au paragraphe 2.1. de l'annexe 1.

## Article 3.5. — Valeur probable des forces de précontrainte.

3.4.3. — Effet des déformations instantanées imposées postérieurement à la mise en précontrainte.

Certaines phases de la construction entraînent une variation instantanée  $\Delta\sigma_{bj}$  de la contrainte du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte. La variation de la contrainte dans ces armatures est alors prise égale à :

$$E_p \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

Si  $\Delta\sigma_{bj}$  correspond à un accroissement de la compression du béton\*, cette variation est une perte de précontrainte.

Si  $\Delta\sigma_{bj}$  correspond à une diminution de la compression du béton, cette variation est une surtension de l'armature de précontrainte.

Article 3.5. — Valeur probable des forces de précontrainte.

La valeur probable des forces de précontrainte, au jour j et dans la section d'abscisse x, est calculée à partir de la tension  $\sigma_{pmj}(x)$  (ou simplement  $\sigma_{pm}$ ) :

$$\sigma_{pmj}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pj}(x)$$

$\sigma_{po}$  désignant la valeur probable de la tension à l'origine définie à l'article 3.1.  
 $\Delta\sigma_{pj}(x)$  désignant la perte de tension totale, c'est-à-dire la somme de toutes les pertes effectuées au jour j et dans la section d'abscisse x.

## CHAPITRE 4

## ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Article 4.1. — Actions.

4.1.1. — Généralités.

\* A la date de parution du présent document, les normes, codes et règlements de référence principaux définissant certaines charges sont les suivants :

- NF P 06-001 : charges d'exploitation des bâtiments,
- DTU P 06-002 : règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, dites règles N.V. 65,
- NF P 06-004 : charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur,
- C.P.C., Fascicule 61, Titre II : programme de charges et épreuves des ponts routes.

\*\* Il s'agit notamment des dispositions de l'annexe 8.

4.1.2. — Valeurs représentatives des actions permanentes et variables.

\* En attendant la mise en cohérence de l'ensemble des textes avec les principes des Directives communes de 1979, l'annexe 8 définit ou précise les différentes valeurs représentatives de l'intensité des actions à prendre en compte (partie A).

\*\* La valeur caractéristique  $F_k$  peut rarement être déterminée scientifiquement.

Les valeurs nominales peuvent être (cf. D.C. 79, commentaire 3.3.) :

- soit des valeurs calculées à partir des dessins du projet;
- soit des valeurs fixées sur des bases non statistiques (actions bornées par exemple);
- soit des valeurs forfaitisées, dans un but de simplification, après étude statistique;
- soit des valeurs estimées de  $F_k$ ;
- soit des valeurs dépendant des activités humaines et que les utilisateurs ne doivent pas dépasser.

CHAPITRE 4

ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Les actions et sollicitations sont évaluées conformément aux articles qui suivent.

Le recours aux Directives communes s'impose pour les cas qui ne sont pas explicitement visés par le présent texte.

Article 4.1. — Actions.

4.1.1. — Généralités.

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

- les actions permanentes, autres que la précontrainte, notées G,
- l'action de la précontrainte, notée P,
- les actions variables, notées Q,
- les actions accidentelles, notées A (ou  $F_A$ ).

La nature et l'intensité des actions à introduire dans les calculs sont fixées par le marché, soit par référence à des normes, codes ou règlements en vigueur\*, soit par référence au présent fascicule du C.C.T.G.\*\*, soit directement lorsqu'elles sont propres à l'ouvrage.

4.1.2. — Valeurs représentatives des actions permanentes et variables\*.

Les différentes valeurs de l'intensité des actions, dites valeurs représentatives, sont :

- les valeurs caractéristiques  $F_k$

et, pour les actions variables :

- les valeurs de combinaison  $\psi_{0i} Q_{ik}$ ,
- les valeurs fréquentes  $\psi_{1i} Q_{ik}$ ,
- les valeurs quasi-permanentes  $\psi_{2i} Q_{ik}$ ,

( $Q_{ik}$  étant la valeur caractéristique de l'action variable  $Q_i$ ).

Si possible, ces différentes valeurs représentatives sont évaluées sur des bases statistiques. A défaut, elles sont le plus souvent remplacées par des valeurs dites nominales\*\* fixées comme il est dit en 4.1.1. ci-dessus.

4.1.3. — Actions dues à la précontrainte.

\* Pour une justification particulière, les armatures longitudinales d'une poutre sont ainsi supposées tendues soit toutes à  $P_1$ , soit toutes à  $P_2$ .

\*\* Il appartient au marché de préciser laquelle des règles est applicable : règle générale ou prise en compte de la précontrainte par sa seule valeur probable. A défaut de prescription du marché c'est la règle générale qui doit être suivie.

L'option ainsi définie ne peut être remise en cause pour quelque raison que ce soit.

\*\*\* Dans le cas de la post-tension, ces précautions consistent notamment :

- à prévoir, dès le niveau de la conception, des conduits vides permettant de mettre en place des câbles complémentaires pour les cas où la tension probable ne serait pas obtenue sur chantier;
- à imposer des mesures du coefficient de transmission sur les premiers câbles mis en tension (épreuve de convenance) et sur un nombre suffisant de câbles tendus ultérieurement (épreuve de contrôle);
- à établir un programme de travaux suffisamment échelonné pour permettre de déterminer et d'effectuer les corrections éventuellement nécessaires.

Ces précautions doivent être clairement explicitées par le marché.

4.1.31. — Valeurs caractéristiques de la précontrainte dans le cas de la post-tension et en partie courante des armatures dans le cas de la pré-tension.

\* Pour les pièces préfabriquées faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle, d'autres valeurs peuvent être précisées dans la décision correspondante.

4.1.3. — Actions dues à la précontrainte.

En règle générale la précontrainte est représentée à un instant donné par 2 valeurs caractéristiques respectivement maximale  $P_1$  et minimale  $P_2$  encadrant la valeur probable  $P_m$ .

Il n'y a jamais lieu d'envisager le cas où des armatures de direction voisine seraient tendues les unes à leur valeur caractéristique maximale, les autres à leur valeur caractéristique minimale\*.

Par ailleurs, contrairement à la règle générale, le marché peut prescrire que la précontrainte soit représentée par sa seule valeur probable  $P_m^{**}$ , à condition toutefois que toutes précautions soient prises tant au niveau de la conception qu'au niveau de l'exécution pour que ladite valeur probable soit au moins réalisée dans l'ouvrage\*\*\*.

Dans la suite du texte, la valeur de calcul de la précontrainte est désignée par  $P_d$  qui peut donc être :

- soit la plus défavorable des valeurs  $P_1$  ou  $P_2$  lorsque la règle générale est appliquée,
- soit la seule valeur  $P_m$  lorsque le marché le prévoit.

4.1.31. — Valeurs caractéristiques de la précontrainte dans le cas de la post-tension et en partie courante des armatures dans le cas de la pré-tension.

Dans le cas général\*, elles sont définies par :

$$\begin{aligned} P_1(x, t) &= 1,02 P_0 - 0,80 \Delta P(x, t) \\ P_2(x, t) &= 0,98 P_0 - 1,20 \Delta P(x, t) \end{aligned}$$

et sont centrées sur la valeur probable

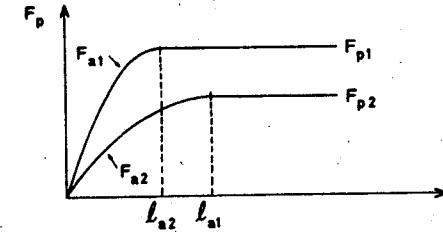
$$P_m(x, t) = P_0 - \Delta P(x, t)$$

$P_0$  représentant la précontrainte « à l'origine », correspondant à la tension  $\sigma_{p0}$  définie en 3.1. et  $\Delta P(x, t)$  la perte de précontrainte au point d'abscisse  $x$ , à l'instant  $t$ .

4.1.32. — Valeurs caractéristiques de la précontrainte au voisinage des extrémités des armatures dans le cas de la pré-tension.

\* L'extrémité adhérente de l'armature se situe soit à l'about de la pièce soit à l'endroit où le gainage (gainage) éventuel est interrompu.

\*\* Les éléments ainsi fournis permettent de déterminer pour toute extrémité d'armature les deux valeurs de la précontrainte qu'on considère comme caractéristiques; le schéma ci-dessous, où  $F_p$  représente la tension d'une armature, explicite cette détermination.



4.1.4. — Actions accidentelles.

\* Il s'agit, dans le cas général, des actions consécutives à un incendie, une explosion ou un séisme..

- Pour un ouvrage particulier, seuls des exemples peuvent être donnés :
- chocs de navires sur les appuis de ponts,
  - chocs de véhicules contre des dispositifs de retenue ou appuis de ponts.

\*\* Pour les séismes, il y a lieu de se reporter au DTU P 06-003 « Recommandations relatives aux constructions à édifier dans les régions soumises aux séismes (Règles PS ) ».

4.1.32. — Valeurs caractéristiques de la précontrainte au voisinage des extrémités des armatures dans le cas de la pré-tension.

A partir de l'extrémité adhérente\* d'une armature, on admet que la précontrainte n'atteint sa valeur caractéristique calculée conformément à 4.1.31. qu'au bout d'une longueur d'ancrage de calcul :

$$l_{ai} = \gamma_{r1} l_{sn}$$

$l_{sn}$  représentant la longueur nominale de scellement définie en 2.2.31., avec :

$$\gamma_{r1} = 1,20 \quad \text{et} \quad \gamma_{r2} = 0,80$$

On admet par ailleurs, à défaut de détermination expérimentale précise, que la loi de variation de la tension de l'armature sur  $l_{ai}$  est parabolique, la parabole ayant son axe parallèle à l'axe des tensions et son sommet à l'abscisse  $l_{ai}^{**}$ .

#### 4.1.4. — Actions accidentelles.

Les actions accidentelles\* ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient.

A défaut de textes réglementaires\*\*, les valeurs représentatives de ces actions sont fixées par le marché.

#### Article 4.2. — Justifications.

\* Les combinaisons d'actions de calcul à considérer sont établies conformément aux indications des Directives communes relatives au calcul des constructions (D.C. 79) complétées, dans les cas délicats, par les prescriptions du marché.

\*\* Voir article 6.5. et annexe 10.

#### Article 4.3. — Calcul des sollicitations.

##### 4.3.1. — Règles générales.

\* Le modèle élastique et linéaire est bien adapté au calcul des sollicitations de service dans les ouvrages construits en une seule phase; il peut également être retenu pour le calcul des sollicitations de service dans les ouvrages hyperstatiques construits en plusieurs phases dans les conditions précisées à l'article 4.3.5.

Bien qu'imparfait pour évaluer les sollicitations à l'état limite ultime de résistance dans une structure hyperstatique, il est également conservé dans ce cas, sauf prescription contraire du marché, pour des raisons de commodité, mais il est alors loisible de l'adapter dans les conditions fixées à l'article 6.3.1.

En revanche, le modèle élastique et linéaire est insuffisant pour certaines justifications, notamment à l'état-limite ultime de stabilité de forme (voir article 6.4.).

\*\* Lorsque la résistance des matériaux n'est pas applicable on peut :

- soit adopter des schémas se rapprochant de structures connues, méthode applicable dans les cas simples et faisant appel au bon sens et à l'expérience du projeteur;
- soit avoir recours à des modèles de calcul plus élaborés;
- soit procéder à une expérimentation probante sur modèle réduit.

L'interprétation des essais correspondants conduit à l'évaluation des sollicitations et des déformations qui sont utilisées de la même manière et avec les mêmes coefficients de sécurité que les valeurs calculées suivant les procédés de la résistance des matériaux. Lorsque ces essais sont utilisés, en outre, pour estimer les sollicitations résistantes, les valeurs de calcul de ces dernières doivent tenir compte des coefficients habituels sur les matériaux.

Article 4.2. — Justifications.

Elles consistent à montrer :

- vis-à-vis des états-limites ultimes d'équilibre statique, que les combinaisons d'actions de calcul à considérer n'entraînent pas la rupture de l'équilibre de la construction ou de l'élément étudié\*;
- vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, que les sollicitations de calcul à considérer ne dépassent pas la résistance (ou sollicitation résistante) de la section étudiée;
- vis-à-vis des états-limites ultimes de stabilité de forme, qu'il existe, dans l'ensemble de la structure, une distribution de contraintes qui équilibre dans chaque section les sollicitations de calcul à considérer, y compris celles du second ordre;
- vis-à-vis des états-limites de service, que les sollicitations de calcul à considérer ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Les états-limites de fatigue, dans lesquels interviennent à la fois la valeur et la répétition des sollicitations, sont des états-limites spéciaux appelant des justifications spécifiques\*\*.

Article 4.3. — Calcul des sollicitations.

4.3.1. — Règles générales.

Pour la plupart des justifications, les sollicitations sont calculées en utilisant pour l'ensemble de la structure un modèle élastique et linéaire\*.

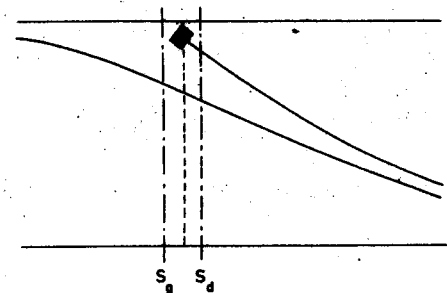
On emploie les procédés de la résistance des matériaux lorsque la forme des pièces le permet\*\*.

4.3.2. — Sollicitations développées par la précontrainte.

\* La notion de zone de régularisation est précisée au chapitre 8.

\*\* Ainsi, lorsqu'une armature est ancrée en partie courante d'une poutre, y a-t-il lieu de vérifier selon les prescriptions des articles 6.1., 6.3., 7.1., 7.2., une section  $S_g$  immédiatement à gauche de l'ancrage et une section  $S_d$  immédiatement à droite.

La sollicitation isostatique due au câble ancré n'existe que dans  $S_d$  (et pas dans  $S_g$ ).



4.3.3. — Simplifications admises.

4.3.3.1.

\* L'attention est attirée sur la chute brutale de la rigidité de torsion dès la fissuration.

4.3.4. — Restrictions au modèle élastique et linéaire.

\* Les effets du second ordre sont toujours à considérer dans les études d'instabilité de forme. Il convient, dans ce cas, d'adopter pour les matériaux des lois déformations-contraintes représentatives des lois réelles.



## 4.3.2. — Sollicitations développées par la précontrainte.

Les règles générales précédentes sont applicables au calcul des efforts développés par la précontrainte.

Lorsqu'on utilise la Résistance des Matériaux, les sollicitations hyperstatiques de la précontrainte sont évaluées en tenant compte des armatures de précontrainte sur toute leur longueur bien que les contraintes et les déformations, au voisinage de leurs extrémités en particulier à l'intérieur d'une zone dite « de régularisation\* » ne soient pas justiciables des règles habituelles de la Résistance des Matériaux.

Des justifications spécifiques sont à fournir dans ces zones, selon les prescriptions du chapitre 8. Cependant, afin d'y procéder à des justifications complémentaires conventionnelles, identiques à celles qui s'appliquent en partie courante, on y évalue encore de façon classique les sollicitations isostatiques de précontrainte. Les justifications conventionnelles correspondantes doivent être faites de part et d'autre des extrémités des armatures ancrées\*\*.

## 4.3.3. — Simplifications admises.

4.3.31. — Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendent pas de la valeur du module d'élasticité, il est loisible de substituer aux constantes mécaniques qui semblent caractériser le mieux la déformabilité réelle des pièces celles qui s'attachent aux sections brutes de ces pièces supposées non fissurées et abstraction faite de leurs armatures, sous réserve toutefois que les rapports des déformabilités des différents éléments structuraux ne soient pas fondamentalement changés par cette substitution\*.

4.3.32. — Lorsque les efforts dépendent du coefficient de Poisson, la valeur de ce dernier est choisie conformément à l'article 2.1.6. de la présente instruction.

4.3.33. — Pour les vérifications aux états-limites ultimes, il est souvent possible de négliger les sollicitations dues aux déformations imposées dans la mesure où la ductilité des pièces en cause l'autorise.

## 4.3.4. — Restrictions au modèle élastique et linéaire.

Il convient :

- de tenir compte des dispositions de l'article 4.3.5. ci-après lorsqu'il s'agit d'ouvrages exécutés en plusieurs phases;
- de tenir compte des effets des déformations, généralement appelés effet du second ordre, dans le cas où ils ne sont pas négligeables\*;
- de tenir compte des dispositions de l'article 6.3.1. pour l'évaluation des sollicitations de calcul aux états-limites ultimes de résistance.

\*\*\*\*\* Dans le cas des systèmes de poutres et dans la mesure où l'adhérence entre aciers de précontrainte et béton est assurée (par l'intermédiaire du coulis d'injection et de la gaine dans le cas de la post-tension) il est loisible, pour les justifications vis-à-vis des sollicitations normales, de prendre comme sollicitations de calcul :

$$S\{R_m + 1,35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i>1} 1,3 \psi_{0i} Q_{ik}\}$$

C'est alors la tension totale des armatures de précontrainte qui est à considérer pour évaluer les sollicitations résistantes.

Sont en effet rigoureusement équivalents, lorsque  $\gamma_P = 1$ , les deux raisonnements suivants :

- compter l'effet isostatique de la précontrainte dans la sollicitation de calcul et donc y faire intervenir  $S(P_m)$ , seule la variation de tension des aciers de précontrainte à partir de  $\sigma_{pm}$  participant à la résistance;
- supprimer au contraire l'effet isostatique de la précontrainte de la sollicitation de calcul et donc n'y inclure que  $S(R_m)$ , en comptant, cette fois la tension totale (tension sous charges permanentes  $\sigma_{pm}$  et variation de tension) dans la résistance.

C'est cette deuxième façon de procéder qui est le plus souvent utilisée par les projeteurs pour les justifications vis-à-vis des sollicitations normales, la première s'imposant, en revanche, pour les justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles du fait que le présent règlement néglige, par prudence, dans ce cas, toute surtension des armatures longitudinales de précontrainte.

## 4.5.2. — Combinaisons accidentelles.

\* Dans les mêmes conditions qu'en 4.5.1\*\*\*\*\*, il est loisible de prendre comme sollicitations de calcul :

$$S\{R_m + F_A + G_{max} + G_{min} + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_{ik}\}$$

## Article 4.6. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service.

\* En situation d'exploitation, toutes ces combinaisons sont effectivement à prendre en compte dans la mesure où elles peuvent être déterminantes.

En situation d'exécution, par contre, les combinaisons de calcul sont à considérer comme rares; certaines actions variables peuvent intervenir avec des valeurs réduites (ainsi le vent sur les ponts-routes en cours d'exécution).

Dans ces conditions, seules les variations de tension (à partir de  $\sigma_{pm}$ ) des armatures de précontrainte interviennent dans l'évaluation des sollicitations résistantes\*\*\*\*\*.

4.5.2. — Combinaisons accidentelles.

S'il y a lieu, et lorsqu'elles ne sont pas définies par les textes spécifiques aux actions accidentelles en cause les sollicitations de calcul sont, en règle générale, les suivantes\* :

$$S\{P_m + F_A + G_{max} + G_{min} + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_{ik}\}$$

avec les notations ci-dessous :

- $F_A$  est la valeur nominale de l'action accidentelle,
- $\psi_{11}Q_{1k}$  est la valeur fréquente d'une action variable,
- $\psi_{2i}Q_{ik}$  est la valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

Article 4.6. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites de service.

Les différentes combinaisons à prendre en compte\* sont définies ci-après.

4.6.1. — Combinaisons rares.

Les sollicitations de calcul sont de la forme :

$$S\{P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{0i}Q_{ik}\}$$

Article 4.7. — Vérification de l'équilibre statique.

\* Les états-limites d'équilibre statique résultent d'une différence entre les effets des actions, notamment des actions permanentes. La sécurité vis-à-vis de ces états-limites dépend beaucoup de l'importance des actions variables par rapport aux actions permanentes, de la finesse de l'analyse (prise en compte ou non des actions ou paramètres parasites), de la variabilité des actions permanentes et de leur corrélation, etc...

\*\* Ces états-limites sont très divers suivant la nature de la construction et suivant leurs conséquences. Il s'agit le plus souvent, de cas délicats pour lesquels des analyses particulières doivent être conduites en s'inspirant des Directives Communes de 1970 (article 6).

4.6.2. — Combinaisons fréquentes.

Les sollicitations à considérer sont :

$$S\{P_d + G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i}Q_{ik}\}$$

4.6.2. — Combinaisons quasi-permanentes.

Les sollicitations de calcul sont alors :

$$S\{P_d + G_{\max} + G_{\min} + \sum \psi_{2i}Q_{ik}\}$$

Article 4.7. — Vérification de l'équilibre statique\*.

Les états-limites d'équilibre statique dépendent du type de structure\*\* et doivent être vérifiés dans chaque phase de montage et pour la structure complète.

Article 4.8. — Vérification de la stabilité de forme.

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont précisées à l'article 6.4. du présent fascicule.

Article 4.9. — Vérification à la fatigue.

Les sollicitations de calcul à prendre en compte et la nature des justifications à fournir sont précisées à l'article 6.5. du présent fascicule.

CHAPITRE 5

DÉFINITION DES SECTIONS

5.1. — Sections brutes.

\* Pour les déformations des parties d'ouvrages relevant de la classe III, il y a lieu de prendre en compte les sections fissurées telles que définies en 5.2.2.

5.2. — Sections de référence pour le calcul des contraintes.

5.2.11. — Sections nettes.

\* Il est admis de ne pas soustraire les vides transversaux s'ils satisfont simultanément aux conditions suivantes :

- 1) Ils sont injectés.
- 2) La plus grande dimension de ces vides, perpendiculairement au plan moyen du panneau qui les contient n'excède pas 30 % de l'épaisseur de ce panneau.
- 3) Il subsiste entre tout point du contour délimitant ces vides et le parement le plus proche une épaisseur de béton au moins égale à la plus grande dimension de ces vides, sans que cette épaisseur puisse être inférieure à 5 cm.
- 4) Lorsqu'il existe plusieurs évidements successifs analogues, leur espacement est au moins égal à huit fois leur plus grande dimension transversale.

## CHAPITRE 5

## DÉFINITION DES SECTIONS

Dans le calcul des caractéristiques géométriques d'une section (position du centre de gravité, aire, moments d'inertie...) on tient compte des dimensions que présente la section dans la phase considérée.

## 5.1. — Sections brutes.

Pour l'évaluation :

- du poids propre d'une structure;
- des rigidités des différentes pièces constituant la structure (en vue de calculer les sollicitations hyperstatiques);
- des déformations pour les parties d'ouvrages respectant les conditions de la classe II\*;

on prend en compte les sections brutes ainsi définies :

ce sont les sections du béton seul, telles qu'elles résultent des dessins de coffrage, sans déduction des évidements, encoches et conduits destinés à recevoir les armatures de précontrainte ou leurs ancrages.

## 5.2. — Sections de référence pour le calcul des contraintes.

## 5.2,1. — Sections non fissurées.

Ce sont celles qu'on prend en compte pour calculer les contraintes en classe I ou II.

## 5.2,11. — Sections nettes.

On les obtient en soustrayant des sections brutes les vides longitudinaux et transversaux tels que trous, encoches et conduits ménagés pour le passage ou l'ancrage des armatures de précontrainte longitudinales et transversales, et ce, sauf exception\*, même si ces vides sont ultérieurement remplis.

Ces sections nettes doivent être utilisées pour calculer, aux états-limites de service, les contraintes développées par les actions permanents.

## 5.2,12. — Sections homogènes.

\* L'homogénéisation des armatures de précontrainte a pour objet de prendre en compte la variation de tension qui les affecte lorsque postérieurement à leur mise en œuvre et à l'établissement de leur adhérence avec le béton sont appliquées à la structure des actions non prises en considération dans le calcul de leur tension selon le chapitre 3.

\*\* L'intervention de sections homogènes est donc exclue en post-tension lorsque les conduits ne sont pas injectés, lorsqu'ils sont remplis de graisse, lorsqu'ils ne présentent pas d'adhérence de forme, ou lorsque certains produits de protection provisoire sont utilisés avec des armatures sans adhérence de forme.

Par contre, lorsque les armatures présentent une adhérence de forme, les risques de glissement que peut faire craindre l'élimination problématique des produits de protection provisoire sont inexistantes et l'homogénéisation est admise.

\*\*\* Pour ce qui est de la fraction quasi-permanente des actions variables, c'est en principe le coefficient d'équivalence à long terme  $n_v = 15$  qu'il y aurait lieu de faire intervenir pour évaluer les contraintes qu'elle développe. Toutefois, afin de simplifier les calculs, il est admis de conserver, pour cette partie des actions variables, le coefficient d'équivalence instantané  $n_i = 5$ .

## 5.2,2. — Sections fissurées.

\* Les hypothèses de calcul en section fissurée sont définies en 6.1,1.

\*\* Cet abattement de 0,5 sur la section des aciers de précontrainte a pour but de couvrir les incertitudes sur l'adhérence liées tant à la disposition des armatures utilisées, groupées en unités de forte puissance qu'à la qualité de l'injection.

\*\*\* Voir 5.2,12\*\*.

\*\*\*\* Voir 6.1,12.

## 5.2.12. — Sections homogènes\*.

On considère les sections homogènes obtenues en ajoutant aux sections nettes précédemment définies la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence convenable, dans la mesure où ces armatures sont adhérentes au béton soit par contact direct dans le cas de la pré-tension, soit par l'intermédiaire du coulis d'injection et de la gaine dans le cas de la post-tension\*\*.

Il est loisible de calculer à partir des caractéristiques géométriques de ces sections homogènes les contraintes développées par les actions variables. Quelle que soit la durée d'application desdites actions variables, on peut utiliser le coefficient d'équivalence instantané forfaitairement pris égal à  $n_i = 5$ \*\*\*.

## 5.2.13. — Intervention des aciers passifs.

Il est loisible de faire intervenir les armatures passives dans la définition tant des sections nettes (5.2.11) que des sections homogènes (5.2.12) en ajoutant aux sections précédemment définies la section de ces armatures passives multipliées par un coefficient d'équivalence adéquat ( $n_p = 5$  ou  $n_v = 15$ ), sous réserve que les aciers correspondants respectent les conditions définies au chapitre A.6 et à l'article A.8.1 du règlement BAEL.

## 5.2.2. — Sections fissurées.

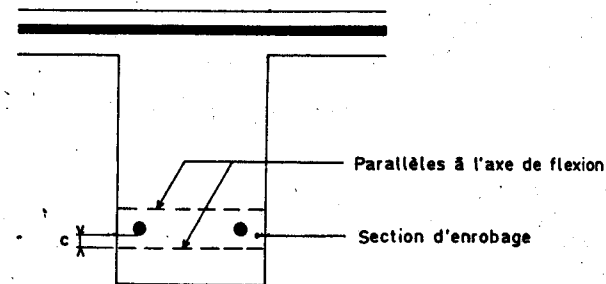
Pour le calcul des contraintes en classe III\*, il y a lieu de faire intervenir des sections homogènes réduites, définies à partir :

- de la seule partie comprimée du béton de la section,
- de la section des armatures passives longitudinales multipliée par le coefficient d'équivalence  $n_v = 15$ , dans la mesure où les armatures en question satisfont aux prescriptions du chapitre A.6 et à l'article A.8.1 du règlement BAEL;
- de la fraction  $\rho$  de la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par le coefficient d'équivalence  $n_v = 15$ .

$\rho$  vaut :

- 1 dans le cas de la pré-tension,
- 0,5\*\* dans le cas de la post-tension lorsque les conditions d'exécution permettent d'escompter une certaine adhérence entre les armatures de précontrainte et le béton\*\*\*.
- 0 dans le cas de la post-tension lorsque les armatures ne sont pas adhérentes\*\*\*\*.

## 5.3. — Sections d'enrobage.



$c$  est l'enrobage minimal selon les articles 10.2 et 10.3.

## 5.4. — Largeur participante des tables des poutres en T.

\* Ces prescriptions ne s'appliquent plus lorsqu'on utilise des méthodes plus élaborées permettant de cerner la répartition des contraintes.

## 5.4.1. — Détermination des inconnues hyperstatiques de toute nature.

\* Le calcul des inconnues hyperstatiques de précontrainte notamment relève de ce paragraphe : les sollicitations isostatiques de précontrainte qui servent de base à ce calcul doivent alors être évaluées en s'appuyant sur les mêmes hypothèses.

En revanche, afin de justifier les sections, il convient de se référer au paragraphe 5.4.2 pour calculer tant les sollicitations isostatiques de précontrainte que les contraintes correspondantes.

5.3. — Sections d'enrobage.

La définition des classes de vérification à l'article 6.1,2 fait intervenir la notion de section d'enrobage\*.

Pour les justifications des contraintes normales dans une section, sous l'effet d'une sollicitation comportant une composante de flexion, la section d'enrobage est la surface de béton délimitée par le contour de la section et deux parallèles à l'axe de flexion considéré encadrant l'ensemble des armatures de précontrainte (au-delà des conduits s'il en est utilisé) prises en compte dans le calcul en question, à une distance égale à la distance minimale admise, selon les articles 10.2 et 10.3, entre ces armatures (ou ces conduits) et les parois du béton.

En l'absence de composante de flexion, la section d'enrobage se confond avec la section totale.

5.4. — Largeur participante des tables des poutres en T.

Lorsqu'on utilise les procédés traditionnels de la Résistance des Matériaux, il convient d'appliquer les prescriptions qui suivent.\*

Une même zone de hourdis ne doit jamais être attribuée simultanément à deux poutres différentes.

Par ailleurs, selon l'objectif poursuivi, la largeur  $b$  de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir du parement correspondant fait l'objet de limitations complémentaires explicitées ci-après.

5.4.1. — Détermination des inconnues hyperstatiques de toute nature\*.

Il est alors loisible d'adopter une largeur de table constante tout au long de l'ouvrage, la valeur de  $b$  étant limitée au dixième de la moyenne des portées des travées.

5.4.2. — Justification des sections.

5.4.21. — Calcul des contraintes équilibrant l'effort normal.

\* Lorsque l'effort normal est introduit par application de forces concentrées à la poutre (réactions d'appui, forces sous ancrages), il y a lieu de procéder, au voisinage des points d'application de ces forces, à des vérifications complémentaires conformément aux prescriptions du chapitre 8.

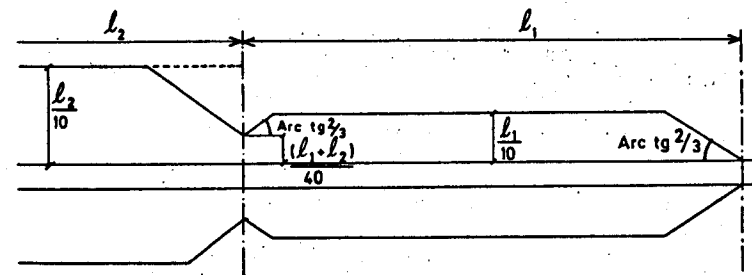
La limitation ici définie a pour seul objet l'évaluation des contraintes normales sur les sections droites ( $\sigma_x$ ). Elle traduit la diffusion progressive des contraintes de compression dans le hourdis lorsque la majeure partie de l'effort normal est introduite à l'about de la poutre. Lorsqu'il en va autrement, cette schématisation peut, malgré tout, être conservée sans adaptation, par souci de simplification.

Il convient de remarquer que les contraintes développées par l'effort normal finissent par intéresser toute la largeur du hourdis alors que les contraintes provoquées par la flexion se localisent au voisinage des nervures (voir 5.4.22).

5.4.22. — Calcul des contraintes équilibrant les autres sollicitations.

\* Dans le cas d'une entretoise, la portée à considérer est la distance entre axes de poutres de rive.

\*\* Les diverses limitations du 5.4.22 sont résumées sur le schéma ci-dessous :



## 5.4.2. — Justification des sections.

## 5.4.21. — Calcul des contraintes équilibrant l'effort normal.

La largeur  $b$  précédemment définie est limitée aux deux tiers de la distance à l'about le plus rapproché\*.

## 5.4.22. — Calcul des contraintes équilibrant les autres sollicitations.

La largeur  $b$  en cause est alors plafonnée :

- au dixième de la portée sur chacune des travées\* ;
- aux deux tiers de la distance à l'axe de l'appui le plus proche majorés, s'il s'agit d'un appui intermédiaire, du quarantième (1/40) de la somme des portées qui l'encadrent\*\*.

## 5.5. — Changement de section.

Lorsque les dimensions transversales d'une poutre varient avec l'abscisse mesurée le long de la poutre, on prend en compte les dimensions effectives sous réserve que les pentes des parois sur l'axe des abscisses ne dépassent 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.

## CHAPITRE 6

JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES  
SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

\* Il s'agit des poutres et des poteaux.

## Article 6.1. — États-limites de service.

## 6.1.1. — Hypothèses de calcul.

\* Les zones d'about et d'ancrage sont traitées dans le chapitre 8. Toutefois, dans ces zones, il y a lieu de procéder à des vérifications complémentaires, conventionnelles, selon les mêmes modalités qu'en section courante, les sollicitations y étant évaluées comme indiqué en 4.3.

## 6.1.11. — Précontrainte adhérente.

\* Les calculs définis au chapitre 3, concernant l'évaluation de la tension dans les armatures de précontrainte, tiennent compte des déformations de celles-ci sous l'effet de toutes les actions permanentes. Il n'y a donc pas lieu d'homogénéiser ces armatures de précontrainte pour calculer les contraintes correspondant à des actions permanentes. En revanche, on peut tenir compte des armatures passives comme indiqué en 2.13.

\*\* La surtension dans les aciers de précontrainte est la somme de deux termes :

$$\Delta\sigma_{pd} = \Delta'\sigma_{pd} + \Delta''\sigma_{pd}$$

$\Delta'\sigma_{pd} = 5\sigma_{bpd}$  est la surtension qui accompagne le retour à 0 de la contrainte de béton au niveau de l'armature.

$\Delta''\sigma_{pd}$  (comme la contrainte  $\sigma_s$  dans les aciers passifs) résulte d'un calcul de flexion composée sur la section homogène réduite, pour lequel l'effort normal inclut le terme  $P_d + \Delta'P_d$  (avec  $\Delta'P_d = A_p \Delta'\sigma_{pd}$ ,  $A_p$  désignant la section des armatures de précontrainte). La section homogène réduite en question est définie à l'article 5.2.2; l'attention est attirée sur le fait que sa définition ne fait intervenir qu'une fraction  $p$  de la section  $A_p$  des armatures de précontrainte longitudinale.

## CHAPITRE 6

### JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES\* SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

#### Article 6.1. — États-limites de service.

##### 6.1.1. — Hypothèses de calcul.

Les calculs en section courante\* sont conduits moyennant les deux hypothèses fondamentales suivantes :

- les sections droites restent planes;
- les contraintes des matériaux sont proportionnelles à leurs déformations.

##### 6.1.11. — Précontrainte adhérente.

Selon le type de vérification envisagé, les hypothèses complémentaires sont indiquées ci-après :

###### a) Calcul en section non fissurée :

- le béton tendu résiste à la traction;
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

Cette dernière hypothèse entraîne que les contraintes normales dues à toutes les actions autres que les actions permanentes\* peuvent être calculées sur la section entière homogène, définie en 5.2,12.

###### b) Calcul en section fissurée :

- le béton tendu est négligé;
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif;
- lorsque la déformation du béton s'annule au niveau d'une armature, la tension dans cette dernière vaut :

0 s'il s'agit d'une armature passive,

$\sigma_{pd} + n_1 \sigma_{bpd}$  (avec  $n_1 = 5$ ) s'il s'agit d'une armature de précontrainte,  $\sigma_{bpd}$  représentant la contrainte du béton, au niveau de l'armature considérée sous l'effet des actions permanentes et de la précontrainte prise avec la valeur  $P_d$ ;

- la contrainte dans les aciers passifs aussi bien que la variation de surtension\*\* dans les aciers de précontrainte qui se manifestent après décompression du béton sont évaluées à partir du coefficient d'équivalence  $n_s = 15$ .

##### 6.1.2. — Classes de vérification.

\* Les classes ainsi définies sont des classes de vérification et non pas des classes de qualité.

Des indications sur le choix des classes sont données en 1.3\*.

Le marché stipule les classes de vérification applicables et peut prescrire des règles particulières en fonction du type d'ouvrage.

##### 6.1.21. — Exigences communes aux trois classes.

\* Ces diverses limitations ont pour objet, en se cantonnant au domaine de comportement linéaire du béton, de réduire :

- les risques de fissuration longitudinale par compression excessive;
- les déformations consécutives au fluage;
- les pertes de précontrainte.

\*\* Le marché peut autoriser une limite supérieure à  $0,50 f_{c,28}$  mais en toute hypothèse inférieure à  $0,60 f_{c,28}$  lorsque le dépassement de la valeur  $0,50 f_{c,28}$  sous combinaison quasi-permanente intéresse une structure âgée d'au moins 1 an (cas où des actions permanentes ou quasi-permanentes complémentaires sont appliquées à un ouvrage déjà ancien).

\*\*\* L'attention est attirée sur l'incertitude souvent élevée de la résistance du béton aux jeunes âges.

##### 6.1.22. — Classe I.

\* Le marché peut imposer une contrainte de compression résiduelle.



## 6.1.12. — Cas des armatures de précontrainte non adhérentes.

De telles armatures pouvant glisser par rapport au béton adjacent, on ne tient compte d'aucune surtension dans ces armatures, sauf justification spéciale portant sur la valeur moyenne des variations d'allongement pouvant les affecter entre ancrages sous l'effet des actions variables.

Selon le type de vérification envisagé, on peut calculer les contraintes soit sur la section non fissurée soit sur la section fissurée, les prescriptions précédentes concernant les armatures passives demeurant applicables.

## 6.1.2. — Classes de vérification.

Les vérifications se répartissent en trois classes\* auxquelles correspondent des contraintes limites des matériaux.

## 6.1.21. — Exigences communes aux trois classes.

Quelle que soit la classe de vérification retenue, les contraintes de compression du béton sont, en règle générale, limitées aux valeurs suivantes\* :

- $0,50 f_{c28}$  sous l'effet de la combinaison quasi-permanente\*\*;
- $0,60 f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons rares et des combinaisons fréquentes;
- $0,60 f_{cj}$  en cours d'exécution, ramenée à  $0,55 f_{cj}$  si  $j$  est inférieur à trois jours\*\*\*, sauf pour les pièces fabriquées industriellement faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle; dans ce cas, la décision correspondante fixe la contrainte de compression limite qui ne doit pas dépasser  $\frac{2}{3} f_{cj}$ .

Lorsque le marché prescrit de prendre  $P_d = P_m$ , les différentes valeurs précédentes sont diminuées de 10 %.

## 6.1.22. — Classe I.

Aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section\*.

## 6.1.23. — Classe II.

En classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation d'exécution:  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage;  $1,5 f_{tj}$  ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes: 0 dans la section d'enrobage.

## 6.1.24. — Classe III.

\* Ces règles imposent notamment de respecter :

$$\sigma_s \leq \begin{cases} \frac{2}{3} f_s \\ 150 \eta \text{ MPa.} \end{cases}$$

$\eta$  étant le coefficient de fissuration égal à l'unité pour les ronds lisses et à la valeur fixée par la fiche d'identification pour les autres armatures.

Le marché peut, par ailleurs, remplacer le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable par celui où elle est considérée comme très préjudiciable (article A.4.5.34 du B.A.E.L.).

\*\* S'il n'y a pas d'armatures passives dans la section d'enrobage, la limitation à 60 MPa s'applique à la tension que présenterait une armature passive de section infinitésimale occupant la position la plus défavorable à l'intérieur de la section d'enrobage.

\*\*\* Dans le cas du bâtiment, le marché peut restreindre cette exigence de non décompression de la section d'enrobage au seul cas des actions permanentes.

## 6.1.3. — Règles complémentaires relatives aux armatures passives.

## 6.1.31. — Armatures de peau.

\* Ces armatures sont essentiellement destinées à limiter les fissurations prématurées susceptibles de se produire avant mise en précontrainte sous l'action de phénomènes tels que retrait différentiel et gradients thermiques.

\*\* La prescription s'applique à toutes surfaces en béton, y compris celles délimitant des vides intérieurs non hermétiquement clos, telles que parois intérieures de poutres caissons.

\*\*\* Dans le cas des pièces préfabriquées, précontraintes par pré-tension, faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle, des prescriptions particulières peuvent se substituer aux règles générales de 6.1.31.

\*\*\*\* Dans le cas des structures planes et des coques, il y a lieu d'appliquer cet alinéa à deux directions orthogonales qui reçoivent ainsi le même pourcentage minimal d'armatures à répartir au voisinage de chacune des deux faces.

## 6.1.24. — Classe III.

En classe III, les contraintes normales sont calculées uniquement sur la section fissurée. Il y a lieu de vérifier que :

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation d'exécution, les aciers passifs quelle que soit leur position respectent les règles de l'article A.4.5.33 du B.A.E.L. dans le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable\*, sauf en ce qui concerne les prescriptions relatives aux armatures de peau, auxquelles se substituent celles de l'article 6.1.31 et 6.1.32; les surtensions dans les aciers de précontrainte ne dépassent pas  $0,10 f_{prg}$  dans le cas de la post-tension et la plus petite des deux valeurs  $0,10 f_{prg}$  et  $150 \eta_p \text{ MPa}$  dans le cas de la pré-tension.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes, la contrainte de traction des aciers passifs n'excède pas 60 MPa dans la section d'enrobage\*\*.
- En situation d'exploitation, sous l'effet de la combinaison quasi-permanente, la section d'enrobage demeure entièrement comprimée\*\*\*.

## 6.1.3. — Règles complémentaires relatives aux armatures passives.

## 6.1.31. — Armatures de peau\*.

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques\*\* ; leur section, déterminée conformément aux alinéas qui suivent\*\*\*, constitue un minimum qu'il n'y a lieu de cumuler avec aucune des sections résultant des autres articles.

La répartition des armatures de peau doit être régulière, et leur espacement adapté à la dimension des pièces.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre\*\*\*\* doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre; il est loisible de compter comme armatures de peau les armatures de précontrainte prétendues voisines d'un parement.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins  $2 \text{ cm}^2$  par mètre de largeur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

Il est cependant loisible de ne pas disposer d'armatures transversales de peau pour les pièces dont la plus grande dimension transversale n'excède pas 40 cm.

## 6.1.32. — Règles particulières de ferrailage minimal.

\* Ces règles sont particulièrement importantes pour les sections justifiées en classe II.

\*\* Pour les sections vérifiées en classe III, c'est là le seul calcul en section non fissurée qui soit exigé. Les contraintes du béton qui en résultent ne font l'objet d'aucune limitation.

## 6.1.4. — Sections de joint ou de reprise.

\* Les sections visées ici sont d'une part les surfaces de reprise limitant une étape de bétonnage, d'autre part les sections de joint séparant deux éléments coulés antérieurement à la réalisation du joint; celui-ci peut être soit sans épaisseur (assemblage d'éléments préfabriqués conjugués par exemple) soit maté ou bétonné.

## 6.1.42. — Sections de joint ou de reprise traversées par des armatures passives.

\* Le marché peut dans certains cas (par exemple, réservoirs...) exiger un renforcement de ces armatures.

6.1.32. — Règles particulières de ferrailage minimal\*.

Dans les parties de section où le béton est tendu, la section d'armatures résultant de 6.1.31 est augmentée, en tant que de besoin, de façon à représenter au moins :

$$A_s = \frac{B_t}{1\ 000} + \frac{N_{Bt} f_{tj}}{f_c \sigma_{Bt}}$$

où :  $B_t$  désigne l'aire de la partie du béton tendu,  
 $\sigma_{Bt}$  la valeur absolue de la contrainte maximale de traction,  
 et  $N_{Bt}$  la résultante des contraintes de traction correspondantes, ces différentes quantités étant calculées sur la section non fissurée, en classe II et en classe III\*\*.

Dans le cas de la pré-tension, il est loisible de remplacer la formule précédente par :

$$A_s = \frac{B_t}{1\ 000} + \left[ \frac{N_{Bt}}{\sigma_{slim}} - A_p \right] \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \quad \text{avec : } \sigma_{slim} = \min \{ f_c; 250 \eta_p \text{ MPa} \}$$

$A_p$  désignant la section de celles des armatures pré-tendues dont la distance au parement en traction n'excède pas la plus grande des 2 valeurs suivantes :

- 5 cm,
- les deux tiers de la hauteur du béton tendu.

6.1.4. — Sections de joint ou de reprise\*.

6.1.41. — Compression du béton.

Les règles énoncées en 6.1.21 et relatives à la limitation de la compression du béton demeurent valables pour les surfaces de reprise exécutées suivant les règles de l'art ainsi que pour les joints dont le mode de réalisation permet d'escompter une résistance propre équivalente à celle du béton du reste de l'ouvrage; cette dernière condition peut être considérée comme le plus souvent satisfaite dans le cas des joints sans épaisseur exécutés de façon à assurer un contact parfait entre les deux pièces en cause ainsi que dans celui des joints bétonnés ayant au moins 10 cm d'épaisseur.

Dans les autres cas, les contraintes limites de l'article 6.1.21 sont à frapper du coefficient minorateur 0,80.

6.1.42. — Sections de joint ou de reprise traversées par des armatures passives.

Sauf éventuellement en ce qui concerne la limite à la compression du béton évoquée en 6.1.41, et hormis le cas des sections de couplage traité en 6.1.5, les justifications sont les mêmes qu'en section courante, à condition que la continuité des armatures passives soit assurée conformément aux prescriptions du règlement B.A.E.L.\*.

6.1.43. — Sections de joint entre éléments préfabriqués.

\* Voir le commentaire\*\*\* du 4.1.3.

\*\* Le marché peut, dans certains cas, exiger une contrainte de compression résiduelle (par exemple réservoirs...).

6.1.5. — Sections de couplage.

\* Il est souhaitable de limiter au maximum la proportion des armatures couplées dans une même section (par exemple à  $\frac{1}{2}$ ).

\*\* Un coupleur est un organe assurant la continuité de deux armatures mises en tension l'une après l'autre, à l'occasion de deux phases distinctes de travaux.

Les prescriptions du présent paragraphe ne s'appliquent pas au cas des dispositifs de rabotage (parfois aussi dénommés « coupleurs ») destinés à raccorder deux armatures mises en tension simultanément par une opération unique (manchons de raccordement de barres, par exemple).

\*\*\* Cette réduction conventionnelle de la force couplée a pour objet de tenir compte du fait qu'au voisinage d'une section de couplage la répartition des contraintes s'écarte notablement de celle que donne la Résistance des Matériaux.

\*\*\*\* Voir article 8.3.1. et annexe 4.

\*\*\*\*\* Voir article A.6.1.22 du B.A.E.L.

Article 6.2. — Calcul des déformations. États-limites de service vis-à-vis des déformations

6.2.1. — Objet.

\* Il importe, corrélativement, d'apprécier aussi exactement que possible la déformabilité des étalements, échafaudages et cintres qui conditionne non seulement la géométrie de l'ouvrage, mais aussi l'intégrité du béton dans les heures qui suivent sa mise en place.

6.1.43. — Sections de joint entre éléments préfabriqués.

Il n'est pas admis de justifier en classe III des sections de joint sans armatures passives. De telles sections ne peuvent être justifiées en classe II que si toutes précautions sont prises pour que la valeur probable  $P_m$  de la précontrainte soit au moins réalisée\*.

Alors, en plus des justifications relatives aux sections courantes qui leur sont applicables, il y a lieu de vérifier que sous l'effet des combinaisons rares, la précontrainte étant prise en compte avec sa valeur  $P_m$ , ces sections demeurent entièrement comprimées\*\*.

6.1.5. — Sections de couplage.

Le cas envisagé ici est celui des sections de joint à travers lesquelles la continuité de la précontrainte est assurée, au moins pour une partie des armatures\*, par le moyen de coupleurs\*\*.

Les sections en question doivent satisfaire, dans les conditions habituelles, aux exigences de la classe retenue pour la vérification des sections voisines.

Elles doivent en outre satisfaire aux conditions de la classe III dans l'hypothèse conventionnelle où la force que transmettent les armatures couplées se trouverait réduite d'un tiers de sa valeur\*\*\*.

La continuité des armatures passives nécessaires doit être assurée sur une longueur minimale égale à  $\frac{l_r}{2} + l_s$  de chaque côté du joint,  $l_r$  désignant la plus grande des longueurs de régularisation associées à la section\*\*\*\* et  $l_s$  la longueur de scellement droit des dites armatures\*\*\*\*\*.

Article 6.2. — Calcul des déformations. États-limites de service vis-à-vis des déformations.

6.2.1. — Objet.

Le calcul des déformations peut répondre à différentes préoccupations d'ordre :

- a) Constructif, le problème étant alors double, puisqu'il y a lieu :
  - d'assurer, d'une part, la continuité des déformations entre différentes parties d'ouvrage, lorsque la structure est réalisée en plusieurs phases, de façon à obtenir un profil régulier en fin de construction,
  - d'atteindre, à terme, une fois faites les déformations différées du béton, la géométrie escomptée au projet.

Dans ces conditions, il s'agit essentiellement d'évaluer les déformations probables, compte tenu des différentes phases de construction, dans l'ouvrage sous l'effet des actions permanentes ou de la combinaison quasi-permanente, pour les compenser par des contreflèches appropriées\*.

\*\* Dans le cas du bâtiment, les états-limites de déformation doivent donner une garantie vis-à-vis de phénomènes très divers :

- sensibilité des occupants aux fléchissements, aux vibrations et aux accélérations,
- comportement des ouvrages adjacents (porteurs ou non), et des ouvrages supportés,
- difficultés d'exploitation.

6.2.2. — Hypothèses de calcul des déformations.

6.2.22. — Hypothèses fondamentales.

\* Dans une structure fissurée, c'est la contrainte moyenne des aciers entre fissures qui intervient pour évaluer les déformations. Voir 6.2.24\*\*\*.

\*\* Les calculs en question peuvent être plus ou moins élaborés selon l'objectif poursuivi.

6.2.23. — Calcul des déformations des pièces justifiées en classe I ou en classe II.

\* Il s'agit, en principe, soit des sections nettes, soit des sections homogènes selon la nature des actions appliquées. Toutefois, pour des raisons de commodité, il peut être admis de baser ces calculs sur les caractéristiques des sections brutes.

Dans ces conditions, la variation de courbure  $\Delta\chi$  à un instant  $t$  au droit d'une section soumise à une variation de moment  $\Delta M$  à partir de l'instant  $t_j \leq t$ , l'origine des temps étant la date de confection du béton avoisinant la section en cause, est donnée par :

$$\Delta\chi = \frac{\Delta M}{I} \left\{ \frac{1}{E_{ij}} + \frac{K_{\beta}(t_j)}{E_{i2\beta}} f(t - t_j) \right\}$$

avec les notations du chapitre 2.

b) **Fonctionnel**, lorsque les déformations conditionnent l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage.

Compte tenu des incertitudes affectant le calcul, il y a lieu d'évaluer pour les déformations ou pour leurs variations sous certaines combinaisons d'actions, des valeurs possibles définies ci-après, que l'on compare aux valeurs fixées définissant l'état-limite de déformation\*\*.

#### 6.2.2. — Hypothèses de calcul des déformations.

##### 6.2.21. — Déformations probables et déformations possibles

Dans le calcul des déformations, on donne aux forces de précontrainte et à chacune des autres actions permanentes :

- leurs valeurs probables quand on recherche les déformations probables;
- leurs valeurs caractéristiques les plus défavorables (maximale ou minimale selon l'action considérée) quand on recherche les déformations possibles.

##### 6.2.22. — Hypothèses fondamentales.

Les calculs de déformations reposent toujours sur les deux hypothèses fondamentales suivantes :

- les sections droites restent planes,
- les contraintes des matériaux sont proportionnelles à leurs déformations\*.

Ces calculs doivent tenir compte des phases successives de construction et du calendrier d'application des sollicitations en vue d'appréhender correctement les déformations différées du béton compte tenu des indications de l'annexe I\*\*.

##### 6.2.23. — Calcul des déformations des pièces justifiées en classe I ou en classe II.

Il est alors loisible d'évaluer les déformations à partir des contraintes calculées sur les sections non fissurées\*.

#### 6.2.24. — Calcul des déformations des pièces justifiées en classe III.

\* L'attention est attirée sur l'augmentation importante de la déformabilité de certaines pièces après fissuration : c'est le cas notamment des tirants et des pièces sollicitées en torsion ; les déformations d'effort tranchant peuvent également ne plus être négligeables lorsque les âmes sont affectées d'une fissuration systématique.

\*\* La formulation adoptée n'est nullement contradictoire avec le fait qu'après fissuration, il n'y a plus proportionnalité entre sollicitation  $S$  et déformation  $\varepsilon$ . En fait :

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon(S + \Delta S) - \varepsilon(S) \neq \varepsilon(\Delta S)$$

Pour calculer les  $\Delta\varepsilon$  intervenant dans la formule, il y a donc lieu de calculer les  $\varepsilon$  correspondants sous l'effet de  $S$ , puis sous l'effet de  $S + \Delta S$  et d'en faire la différence.

\*\*\* Cette variation de raccourcissement du béton est évaluée compte tenu, éventuellement, du fluage selon les indications de l'annexe I.

\*\*\*\* Cette participation du béton tendu se traduit par un allongement moyen de l'acier inférieur à celui que l'on calcule à partir de la contrainte  $\sigma_s$  de l'armature au droit d'une fissure ( $\sigma_s/E_s$ ). Voir à ce sujet le commentaire\*\*\* de l'article A.4.6.12 du B.A.E.L.

#### 6.2.3. — États-limites de déformation.

\* Se reporter notamment à l'article B.6.5.3 du B.A.E.L.

6.2.24. — Calcul des déformations des pièces justifiées en classe III.

Pour les pièces justifiées en classe III, il n'est plus possible, au-delà d'un certain seuil de sollicitation tout au moins, de négliger la fissuration du béton tendu\*.

La variation de courbure provoquée par une variation de sollicitation résulte alors de la formule\*\* :

$$\Delta\chi = \frac{\Delta\epsilon_b + \Delta\epsilon_s}{d_s}$$

où l'on désigne par :

$\Delta\epsilon_b$ , la variation de raccourcissement du béton sur la fibre la plus comprimée\*\*\*.

$\Delta\epsilon_s$ , la variation d'allongement moyen dans les aciers passifs les plus proches de la fibre opposée, quantité que l'on évalue compte tenu de la participation du béton tendu\*\*\*\*.

$d_s$ , la distance des aciers passifs en question à la fibre la plus comprimée.

6.2.3. — États-limites de déformation.

Des justifications relatives aux états-limites de déformation sont à présenter lorsque les déformations peuvent gêner l'utilisation de la construction ou engendrer des désordres dans cette dernière ou dans les éléments qu'elle supporte. Dans ce cas :

- A défaut de textes généraux, il appartient au marché de définir les états-limites des déformations, qui s'expriment en général par des valeurs limites imposées aux déplacements de certains éléments, ainsi que les combinaisons d'actions correspondantes\*.
- En l'absence d'indication dans le marché, les conditions à respecter sont soumises à l'acceptation du Maître d'Œuvre.

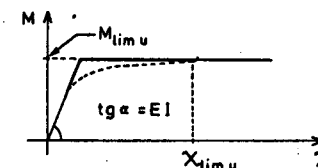
Article 6.3. — États-limites ultimes.

6.3.1. — Sollicitations de calcul.

\* Une analyse non linéaire, basée sur des lois moment-courbure représentatives constitue le moyen le plus satisfaisant d'appréhender les sollicitations à l'état-limite ultime dans un système hyperstatique.

\*\* Le modèle proposé ici est celui des articulations plastiques qui correspond à l'adoption d'une loi moment-courbure bi-linéaire.

Selon ce modèle, les déformations anélastiques se trouvent concentrées sous forme de déplacements (rotations) en un certain nombre de sections (articulations plastiques) où la courbure devient infinie. En réalité, les déformations anélastiques intéressent une zone encadrant ces sections et l'on doit vérifier, par la condition de ductilité indiquée dans le texte, qu'elles sont susceptibles d'équilibrer sur une longueur de l'ordre de  $h$ , les rotations correspondantes.

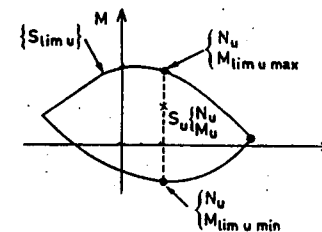


L'évaluation du  $\chi_{lim u}$  d'une section découle immédiatement du calcul de sa sollicitation résistante ultime sous effort normal de calcul  $N_u$  (voir 6.3.2\*).

6.3.2. — Principe des justifications.

\* Le domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface, en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment-effort normal.

Compte tenu de la convexité de ce domaine, une méthode possible consiste à se fixer  $n - 1$  des  $n$  paramètres dont dépend la sollicitation ( $n = 2$  en cas de flexion composée non déviée) en les prenant égaux à ceux de la sollicitation de calcul  $S_u$  et à comparer le  $n^{\text{e}}$  paramètre de  $S_u$  avec celui des deux points correspondants de la frontière.



Ainsi, sur la figure (flexion composée non déviée) s'est-on fixé  $N = N_u$ . La justification consiste à s'assurer que :

$$M_{lim u min} \leq M_u \leq M_{lim u max}$$

En général, pour une sollicitation de calcul donnée, il suffit de vérifier l'une des inégalités, l'autre se trouvant d'évidence satisfaite.

Article 6.3. — États-limites ultimes.

6.3.1. — Sollicitations de calcul.

Elles sont évaluées conformément aux articles 4.3, 4.4 et 4.5 compte tenu pour les systèmes hyperstatiques des indications complémentaires suivantes :

Dans la mesure où le marché ne prescrit pas une analyse non linéaire\*, les sollicitations sont calculées en utilisant, pour l'ensemble de la structure un modèle élastique et linéaire. Il est alors loisible de superposer à la distribution élastique un état d'auto-contrainte fixe, indépendant du cas de charge, à condition de vérifier que les rotations anélastiques, concentrées dans les articulations plastiques demeurent inférieures à :

$$\chi_{limu} \frac{h}{3}$$

$\chi_{limu}$  représentant la courbure limite de calcul de la section d'articulation en question et  $h$  sa hauteur totale\*\*.

6.3.2. — Principe des justifications.

Elles consistent à s'assurer que les sollicitations de calcul  $S_u$  sont intérieures à un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes  $S_{limu}$ , calculables selon les règles énoncées dans les paragraphes qui suivent\*.

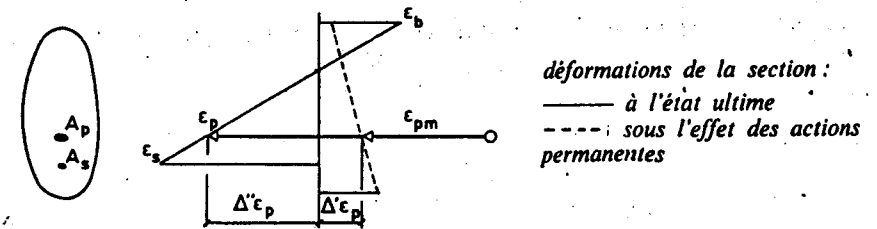
6.3.3. — Calcul des sollicitations résistantes ultimes.

6.3.31. — Précontrainte adhérente (pré-tension ou post-tension avec injection).

\* En post-tension, l'utilisation de produits de protection provisoire ne fait pas obstacle à la prise en compte de l'adhérence dans l'évaluation des sollicitations résistantes ultimes.

\*\* En application des hypothèses a et b, on a donc, à l'état-limite ultime, sur un diagramme linéaire :

- les déformations  $\epsilon_b$  du béton,
- les déformations  $\epsilon_s$  des aciers passifs,
- les variations de déformation  $\Delta''\epsilon_p$  des aciers de précontrainte comptées à partir du retour à 0 de la déformation du béton adjacent.



La déformation à l'état ultime d'une armature de précontrainte est ainsi la somme de trois termes :

- l'allongement préalable :  $\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$ ,
- un accroissement d'allongement  $\Delta'\epsilon_p$ , accompagnant le retour à 0 de la déformation du béton adjacent, évalué forfaitairement à  $\Delta'\epsilon_p = \frac{5\sigma_{bpm}}{E_p}$

$\sigma_{bpm}$  représentant la contrainte du béton, au niveau de l'armature (ou du groupe d'armatures) considérée sous l'effet des actions permanentes et de la précontrainte prise avec sa valeur  $P_m$ ;

- une variation de déformation complémentaire  $\Delta''\epsilon_p$ , qui apparaît directement sur le diagramme des déformations de la section.

6.3.3. — Calcul des sollicitations résistantes ultimes.

6.3.31. — Précontrainte adhérente (pré-tension ou post-tension avec injection\*).

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- a) les sections droites restent planes,
- b) les matériaux ne subissent aucun glissement relatif\*\*,
- c) le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini en 6.3.311,
- d) le diagramme contraintes-déformations du béton est celui du paragraphe 6.3.312,
- e) les diagrammes contraintes-déformations de calcul des aciers se déduisent de ceux de l'annexe 2 en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport  $1/\gamma_s$  (respectivement  $1/\gamma_p$ ), avec  $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$  sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte  $\gamma_s = \gamma_p = 1$ .

6.3.311. — Distribution des déformations limites.

\* Avec les notations du 6.3.31\*, il s'agit là, pour une armature de précontrainte, de son  $\Delta^* \epsilon_p$ , et pour une armature passive, de son  $\epsilon_s$ .

6.3.312. — Diagramme contraintes-déformations du béton.

\* Le coefficient 0,85 tient compte de la diminution de la résistance à la compression en fonction du mode d'application de la charge, par exemple de l'influence défavorable d'une charge de longue durée d'application, mais ne joue pas le rôle d'un coefficient de sécurité.

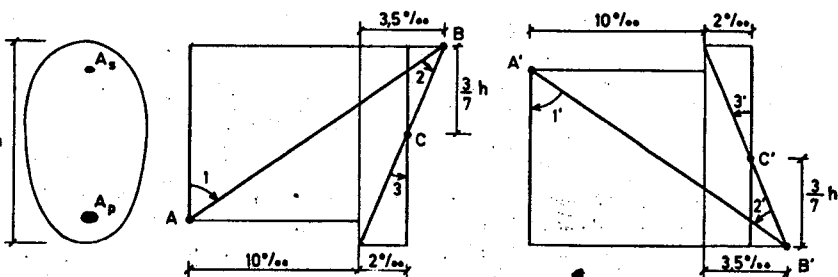
L'attention est attirée sur le fait que le diagramme parabole rectangle ne peut être utilisé pour la détermination du module d'élasticité longitudinal ni pour une analyse non linéaire précise.

\*\* Le coefficient  $\gamma_b$  (qui est un coefficient  $\gamma_m$  au sens des D.C. 79) a pour objet de tenir compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés. La valeur indiquée (1,5) peut être réduite à 1,3 dans le cas de pièces bétonnées en usine fixe et faisant l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle.



6.3.311. — Distribution des déformations limites.

Un état-limite ultime est caractérisé par le fait que le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite, c'est-à-dire un diagramme appartenant à l'un des domaines ci-dessous :



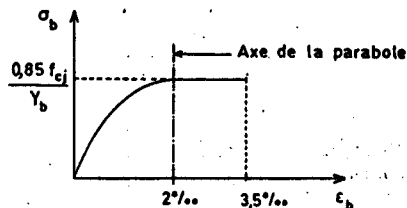
Dans le domaine 1 (ou 1') le diagramme passe par le point A (ou A') qui correspond pour l'armature la plus excentrée à un accroissement d'allongement de  $10\text{‰}$  au-delà du retour à 0 de la déformation du béton adjacent\*.

Dans le domaine 2 (ou 2') le diagramme passe par le point B (ou B') qui correspond à un raccourcissement de  $3,5\text{‰}$  de la fibre la plus comprimée.

Dans le domaine 3 (ou 3') le diagramme passe par le point C (ou C') qui correspond à un raccourcissement de  $2\text{‰}$  du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à  $\frac{3}{7}$  de la hauteur totale  $h$  de la section.

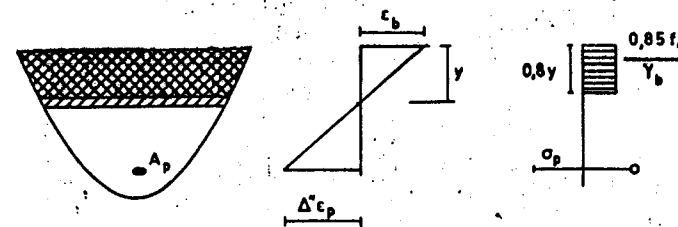
6.3.312. — Diagramme contraintes-déformations du béton.

Le diagramme contraintes-déformations du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle » schématisé ci-dessous\*.



Le coefficient\*\*  $\gamma_b$  vaut 1,5 sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte  $\gamma_b = 1,15$ .

\*\*\* Le cas visé correspond à un diagramme de déformations de la section passant par l'un des points A ou B (ou encore A' ou B').



Le diagramme rectangulaire simplifié donne des résultats d'autant plus voisins de ceux du diagramme parabole rectangle que le raccourcissement de la fibre la plus comprimée est proche de  $3,5\text{‰}$ . Cependant on peut continuer à l'utiliser quand cette condition n'est pas satisfaite.

6.3.33. — Règle du décalage.

\*  $\beta$  étant limité inférieurement à  $30^\circ$ , la longueur  $0,8 h \cotg \beta$  est plafonnée à  $0,8 h \sqrt{3} \approx 1,4 h$ .

Article 6.4. — État-limite de stabilité de forme.

6.4.1. — Domaine d'application.

\* La précontrainte, dans la mesure où elle est liée au béton, ne peut engendrer, par ses effets isostatiques, aucun phénomène d'instabilité.

\*\* Toutefois, dans le cas de pièces très déformables, il peut être nécessaire de procéder également à des justifications aux états-limites de service. On tient alors compte des effets du second ordre évalués dans l'hypothèse de l'élasticité linéaire des matériaux et en négligeant le béton tendu. Les vérifications concernent les contraintes limites et les déformations.

Toutefois, lorsque la section étudiée, n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser une distribution rectangulaire simplifiée définie comme suit\*\*\*, y représentant la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée :

- sur une distance  $0,2 y$  à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle;
- sur la distance  $0,8 y$  restante, la contrainte vaut  $\frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b}$  pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées et  $\frac{0,80 f_{cj}}{\gamma_b}$  pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres.

#### 6.3.32. — Précontrainte non adhérente.

Les hypothèses sont les mêmes qu'en 6.3.31 sauf l'hypothèse b qui doit être abandonnée. Les armatures actives pouvant glisser par rapport au béton adjacent, on ne tient compte d'aucune surtension dans ces armatures, sauf justification spéciale portant sur la valeur moyenne des variations d'allongement pouvant les affecter entre ancrages sous l'effet des combinaisons d'actions de calcul.

#### 6.3.33. — Règle du décalage.

Pour tenir compte d'une éventuelle fissuration oblique des âmes selon une inclinaison  $\beta$  (voir article 7.3. : sollicitations tangentes), les armatures de toute nature strictement nécessaires à l'équilibre de la membrure tendue d'une section doivent être prolongées par des aciers susceptibles de reprendre, dans les mêmes conditions d'allongement, le même effort de traction sur une longueur au moins égale à  $0,8 h \cotg \beta^*$  de part et d'autre de la section en question dont  $h$  représente la hauteur totale.

### Article 6.4. — État-limite de stabilité de forme.

#### 6.4.1. — Domaine d'application.

Le présent article a pour objet la justification vis-à-vis des états-limites des structures pour lesquelles on ne peut pas négliger les effets dits du second ordre. Il est directement applicable aux structures et à leurs éléments constitutifs susceptibles de présenter une instabilité sous sollicitations de compression-flexion\*.

Les justifications définies ci-dessous sont à effectuer vis-à-vis de l'état-limite ultime\*\*.

Les règles qui suivent peuvent être étendues, moyennant adaptation, aux phénomènes d'instabilité plus complexes tels que cloquage des plaques et coques, déversement des poutres en flexion-torsion, flambement des profils ouverts en compression-torsion.

#### 6.4.2. — Principe des justifications.

\* Il s'agit d'un état d'équilibre qui est, le plus souvent, éloigné de l'état-limite ultime des sections. La divergence d'équilibre peut, en effet, se produire avant rupture de la section la plus sollicitée.

\*\* Compte tenu de ce principe, la justification peut être assurée soit en calculant l'état des contraintes équilibrant les sollicitations de calcul, soit par toute autre méthode permettant de démontrer qu'il existe un état d'équilibre.

#### 6.4.3. — Sollicitations de calcul.

\* Dans le cas de structures exceptionnelles et de grandes dimensions, le marché peut imposer une imperfection géométrique légèrement différente, tenant compte des écarts de construction possibles et de tous les phénomènes susceptibles d'introduire des flexions parasites ou des excentrement additionnels des charges.

\*\* C'est le cas lorsque les câbles sont à l'extérieur du béton, et qu'ils ne sont pas maintenus par de nombreux déviateurs.

#### 6.4.4. — Hypothèses de calcul dans le cas général.

\* Dans les cas courants, il est suffisant de retenir le diagramme parabole rectangle.

6.4.2. — Principe des justifications.

La justification de la stabilité de forme consiste à démontrer qu'il existe un état de contraintes\* qui équilibre les sollicitations de calcul, y compris celles du second ordre, et qui soit compatible avec les caractères de déformabilité et de résistance de calcul des matériaux\*\*.

6.4.3. — Sollicitations de calcul.

Les sollicitations sont calculées à partir des combinaisons d'action définies à l'article 4.5. en tenant compte en outre :

a) d'une imperfection géométrique initiale ayant un caractère conventionnel, définie de la façon la plus défavorable en fonction du mode de flambement de la structure; dans les cas courants\*, cette imperfection consiste à prendre :

- pour une ossature, une inclinaison d'ensemble égale à 1/100 radian;
- dans le cas d'un élément isolé, une excentricité additionnelle des efforts normaux autres que l'effort normal isostatique de précontrainte dû aux câbles liés au béton, égale à la plus grande des deux valeurs :
  - 2 centimètres;
  - $\frac{l}{250}$ ,  $l$  désignant la longueur de l'élément.

b) des sollicitations du second ordre liées à la déformation de la structure, y compris celles dues à la précontrainte si elles existent\*\*.

6.4.4. — Hypothèses de calcul dans le cas général.

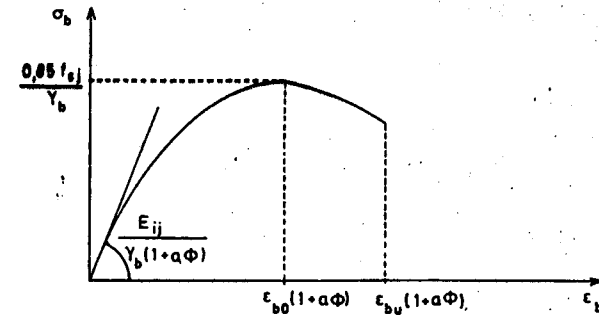
En règle générale, les déformations sont évaluées à partir des hypothèses suivantes :

- les sections droites restent planes;
- le béton tendu est négligé;
- les effets du retrait du béton sont négligés;
- on adopte pour les aciers les mêmes diagrammes que pour les justifications vis-à-vis de l'état-limite ultime de résistance (article 6.3,31.).
- on adopte pour le béton comprimé un diagramme déformations-contraintes déduit de l'un de ceux\* qui sont définis en 2.1,43. par le produit de deux affinités, l'une parallèle à l'axe des contraintes et de rapport  $\frac{0,85}{\gamma_b}$ , l'autre parallèle à l'axe des déformations et de rapport  $1 + \alpha\Phi$ .

$\alpha$  est le rapport du moment du premier ordre dû à la combinaison quasi-permanente au moment total du premier ordre.

$\Phi$  est le rapport, défini en 2.1,52 entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée.

\*\* Pour la vérification de la stabilité, le diagramme de calcul contraintes-déformations se présente alors ainsi :



Le coefficient  $\gamma_b$  peut être réduit jusqu'à 1,35 pour être représentatif du comportement d'ensemble de la pièce, car lorsque celle-ci est de grandes dimensions, les effets locaux sont susceptibles de se compenser partiellement.

Par contre,  $\gamma_b$  conserve sa valeur de 1,5 pour la justification section par section vis-à-vis de l'état-limite ultime de résistance.

\*\*\* Une méthode consiste alors à prendre pour le rapport d'affinité parallèlement à l'axe des déformations la valeur :

$$1 + \sum \alpha_j \Phi_j f(t - t_j)$$

expression dans laquelle :

- $\Phi_j$  est le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation instantanée pour l'action appliquée au temps  $t_j$ ;
- $f(t)$  la loi d'évolution de fluage, donnée en 2.1,52.;
- et  $\alpha_j$  le rapport du moment du premier ordre dû à l'action appliquée au temps  $t_j$ , au moment total du premier ordre.

Dans le cas d'ouvrages exceptionnels, tels que ceux qui présentent de grandes dimensions, il est loisible, dans l'évaluation des déformations, d'adopter pour  $\gamma_b$  une valeur inférieure à 1,5 sans descendre au-dessous de 1,35\*\*.

En outre, lorsque la structure est soumise à plusieurs actions appliquées chacune à des temps différents  $t_j$ , on peut superposer les états successifs correspondants\*\*\*.

#### 6.4.5. — Cas des pièces peu élancées.

\* La longueur de flambement est celle d'une pièce supposée élastique articulée aux deux extrémités, qui présenterait même section et même contrainte critique d'Euler que la pièce réelle supposée elle aussi élastique.

La valeur de  $\ell_f$  dépend de la nature des liaisons de la pièce à chaque extrémité qui peut (par exemple) être libre, articulée, encastrée. L'attention est attirée sur la prudence avec laquelle il convient d'évaluer  $\ell_f$  en raison des graves dangers que pourrait entraîner dans certaines structures une sous-évaluation de cette valeur; en particulier il faut tenir compte de la plus ou moins grande souplesse des encastremets (qui sont rarement parfaits) mais aussi des déformations susceptibles d'être imposées aux extrémités par les pièces adjacentes ainsi que des possibilités (fréquentes) de déplacements des extrémités dans des directions perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce.

Il est précisé d'autre part que lorsque la pièce comprimée est encastrée à ses extrémités sur des structures à poutres, il convient d'adopter pour sa longueur  $\ell$ , les valeurs habituelles de la Résistance des Matériaux, c'est-à-dire les distances entre fibres moyennes des poutres sur lesquelles la pièce comprimée est encastrée.

\*\*  $\ell_{fc}$  est une longueur fictive de flambement permettant de tenir compte du fait que, pour des câbles liés au béton, la précontrainte isostatique ne donne pas d'effet du second ordre; elle est calculable par la formule :

$$\ell_{fc} = \ell_f \sqrt{1 - \frac{N_{pm}}{N_u}}$$

\*\*\*  $e_1$  et  $e_2$  sont, bien entendu, à prendre dans la direction la plus défavorable; en cas de flexion déviée, il est loisible de composer les excentricités  $e$  obtenues suivant les deux axes principaux d'inertie.

6.4.5. — Cas des pièces peu élancées.

Les pièces soumises à un effort normal extérieur de compression ou à des efforts de précontrainte extérieure au béton engendrant des sollicitations du second ordre doivent être justifiées vis-à-vis de l'état-limite ultime de stabilité de forme conformément aux indications des articles 6.4.1. à 6.4.4.

Toutefois, si l'on désigne par :

- $l$  la longueur de la pièce;
- $l_f$  sa longueur de flambement\*;
- $l_{fc}$  sa longueur fictive de flambement\*\*;
- $h$  la hauteur totale de la section dans la direction du flambement;
- $N_u$  l'effort normal de calcul, somme de  $N_{pm}$ , effort normal isostatique de précontrainte développé par les câbles liés au béton, et de  $N_{ou}$  effort normal de toutes autres origines;
- $e_1$  l'excentricité (dite du premier ordre) de  $N_{ou}$  avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après.

il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque le rapport  $\frac{l_{fc}}{h}$  est inférieur à la plus grande des 2 valeurs 15 et  $20 \frac{e_1}{h}$ .

Pour ce faire, il suffit de procéder aux justifications habituelles vis-à-vis de l'état-limite ultime de résistance, à condition d'affecter  $N_{ou}$  d'une excentricité totale de calcul\*\*\* :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

où :

$e_a$  représente l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) égale à la plus grande des deux valeurs 2 cm et  $\frac{l}{250}$ .

$e_2$  l'excentricité due aux effets du second ordre liés à la déformation de la structure, estimée à :  $e_2 = \frac{3 l_{fc}^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$ ,  $\alpha$  et  $\Phi$  ayant les mêmes significations qu'en 6.4.4.

Article 6.5. — État-limite de fatigue.

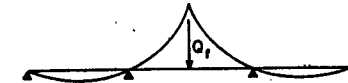
6.5.1. — Généralités.

\* Des justifications à la fatigue sont a priori inutiles pour des sections entièrement comprimées. Il convient d'ailleurs de remarquer que la meilleure sécurité vis-à-vis de la fatigue des armatures consiste à ne pas accepter de traction dans le béton sous l'effet des charges de fatigue  $Q_f$ .

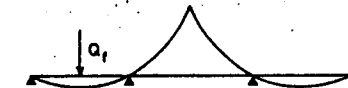
6.5.2. — Sollicitations de calcul.

\* Souvent, il suffit même d'une seule valeur représentative  $Q_f$  pour définir l'état de fatigue. Il en est ainsi lorsqu'on a affaire à une action libre (voir article 5.4. des D.C. 79), par exemple une charge mobile se déplaçant sur une structure :

— cas de charge donnant  $S_{f \max}$  dans la section médiane :



— cas de charge donnant  $S_{f \min}$  dans la section médiane :



Il est à noter que le  $S_{f \min}$  ne correspond pas à l'état sous charge permanente.

\*\* Dans certains cas plus complexes, une action de fatigue peut être définie par un histogramme représentatif  $n(Q_{f \min}, Q_{f \max})$ .

Article 6.5. — État-limite de fatigue.

6.5.1. — Généralités.

Le phénomène envisagé est celui de l'endommagement des matériaux constitutifs d'une structure sous l'effet de variations répétitives de contraintes à l'intérieur même des limites prescrites en 6.1. pour la justification desdites contraintes vis-à-vis des états-limites de service.

Le problème correspondant ne se pose de façon aiguë que pour les aciers et des justifications spécifiques vis-à-vis des états-limites de fatigue peuvent s'avérer indispensables dans les sections relevant de la classe III\*.

6.5.2. — Sollicitations de calcul.

Les valeurs représentatives des actions susceptibles d'entraîner des effets de fatigue dans la structure, ainsi que la valeur de calcul  $n$  du nombre d'applications de ces actions pendant une période déterminée, sont fixées par le marché.

Dans les cas simples courants, une telle action est définie par deux valeurs représentatives\*  $Q_{fmin}$  et  $Q_{fmax}$ , associées à un nombre de cycles\*\*  $n(Q_{fmin}, Q_{fmax})$  et les sollicitations de calcul sont de la forme :

$$S_{fmax} = S \{ P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{fmax} \}$$

$$S_{fmin} = S \{ P_d + G_{max} + G_{min} + Q_{fmin} \}$$

6.5.3. — Principe des justifications.

\* Dans les cas complexes, il y a lieu d'établir l'histogramme  $n(\sigma_{min i}, \sigma_{max j})$  des contraintes engendrées, en chaque matériau par les actions de fatigue.

La justification consiste à montrer qu'on satisfait au critère de Miner :

$$\sum_{ij} \frac{n(\sigma_{min i}, \sigma_{max j})}{N(\sigma_{min i}, \sigma_{max j})} \leq 1.$$

La fonction  $N(\sigma_{min}, \sigma_{max})$  est définie par le marché à partir de courbes expérimentales donnant par exemple, pour chaque matériau,  $N(\sigma_{max})$  à contrainte moyenne  $\sigma_m = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$  imposée (diagramme de Woehler) et  $\sigma_{max}(\sigma_m)$  à  $N$  imposé (diagramme de Goodman-Smith). Le processus de calcul est détaillé en annexe 10.

6.5.4. — Critères applicables dans les cas courants.

6.5.4.1. — Béton.

\* En général, pour des contraintes inférieures à  $0,6 f_{cj}$ , le problème de la fatigue du béton ne se pose pas.

6.5.4.2. — Armatures de précontrainte.

\* C'est le cas tant que la contrainte maximale au cours d'un cycle n'atteint pas  $0,8 f_{prg}$ .  $N$  dépend alors très peu de  $\sigma_m = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$ , le paramètre prépondérant étant  $\delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ .

\*\* Les chiffres indiqués correspondent à une durée de vie escomptée pour l'ouvrage de l'ordre de 100 ans.

6.5.3. — Principe des justifications.

Si l'on désigne par :

$\sigma_{\max}$  (resp.  $\sigma_{\min}$ ) la contrainte dans l'un des matériaux constitutifs de la section sous l'effet de  $S_{f\max}$  (resp.  $S_{f\min}$ ), les contraintes dues à  $S_{f\max}$  (resp.  $S_{f\min}$ ) étant évaluées selon les hypothèses de 6.1.1.

$N(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$  le nombre maximal des cycles entre  $\sigma_{\min}$  et  $\sigma_{\max}$  que le matériau en question est susceptible de supporter sans se rompre, les justifications consistent, dans les cas courants\*, à montrer que, pour chacun des matériaux constitutifs de la section, on a :

$$n(\sigma_{\min}, \sigma_{\max}) \leq N(\sigma_{\min}, \sigma_{\max}).$$

6.5.4. — Critères applicables dans les cas courants.

6.5.41. — Béton.

Sauf indication contraire du marché, il suffit de justifier que  $\sigma_{\max}$  respecte les valeurs limites indiquées en 6.1.21.\*.

6.5.42. — Armatures de précontrainte.

Dans les conditions habituelles\*, on peut considérer que  $N(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$  ne dépend que de l'étendue de variation de la contrainte  $\delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$  et le critère indiqué en 6.5.3 devient :

$$n(\delta\sigma) \leq N(\delta\sigma).$$

En pratique, il est alors équivalent de vérifier :

$$\delta\sigma_p \leq \delta\sigma_{p\lim}(n)$$

avec\*\*

Nombre de cycles par an $n$	$\geq 1\ 000$	$\geq 10\ 000$
	$\leq 10\ 000$	
$\frac{\delta\sigma_{p\lim}}{f_{prg}}$	$0,30 - 0,05 \log n$	0,10

Les valeurs précédentes sont à diviser par 2 dans les zones d'ancrage ou de couplage:

6.5.43. — Aciers passifs.

\* Les chiffres indiqués correspondent à une durée de vie escomptée pour l'ouvrage de l'ordre de 100 ans.

6.5.43. — Aciers passifs.

Il y a lieu de vérifier la condition suivante :

$$\delta\sigma_s \leq \delta\sigma_{s, \text{lim}}(n)$$

avec\*

Nombre de cycles par an n	$\geq 1\ 000$ $\leq 10\ 000$	$\geq 10\ 000$
$\frac{\delta\sigma_{s, \text{lim}}}{f_c}$	0,95-0,15 log n	0,35

CHAPITRE 7.

JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES  
VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

\* Il s'agit des poutres et des poteaux.

Article 7.1. — Principes de justification.

\* Le présent chapitre fait abstraction des sollicitations tangentes dues à la diffusion des efforts concentrés, qui font l'objet du chapitre 8.

7.1.1. — \* L'article 7.4. définit les conditions particulières d'application des articles 7.2. et 7.3. pour ces zones.

7.1.2. — \* Dans le cas de poutres tubulaires, la valeur de la correction de Resal est généralement prise égale à la projection sur le plan de la section droite des efforts de compression agissant sur la partie des membrures débordant des âmes.

L'attention est attirée sur le fait que cette correction a une valeur algébrique et n'est par conséquent pas toujours favorable.

7.1.3.

7.1.3.1. — \* Les justifications évoquées ici concernent l'équilibre des bielles assurant la transmission à l'appui de ces charges, qui nécessite des armatures (de précontrainte ou passives) ancrées dans la zone où s'exerce la réaction d'appui. Elles concernent également les armatures de suspension nécessaires dans le cas où les charges ne sont pas appliquées à la partie supérieure de la poutre.



CHAPITRE 7.

JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES\*  
VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

Article 7.1. — Principes de justification\*.

7.1.1. — Une poutre soumise à un effort tranchant doit faire l'objet des justifications suivantes :

- dans toutes les zones de la poutre, justification de ses éléments constitutifs : âmes, membrures, etc... et de leurs attaches, vis-à-vis de :
  - l'état-limite de service (article 7.2.),
  - l'état-limite ultime (article 7.3.),
- dans les zones d'appui simple d'about de la poutre\*, justifications complémentaires relatives à l'équilibre de la bielle d'effort tranchant (article 7.5.1.) et éventuellement du coin inférieur (article 7.5.2.).

7.1.2. — Pour ces vérifications, les sollicitations sont calculées suivant les règles du chapitre 4.

L'effort tranchant  $V$  résultant des actions extérieures, y compris celles dues à la précontrainte longitudinale, doit être l'objet d'une correction, dite « correction de Résal », lorsque la variation de hauteur de la poutre est significative\*. L'effort tranchant ainsi corrigé est appelé effort tranchant réduit et désigné par  $V_{red}$ .

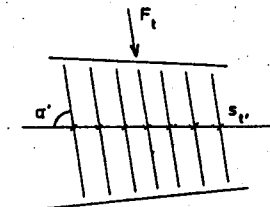
7.1.3. — Au voisinage d'un appui, au droit duquel la poutre a une hauteur totale  $h$ , on applique les règles suivantes pour le calcul de l'effort tranchant :

7.1.31. — Il est loisible de négliger l'effet des charges situées à une distance de l'appui inférieure à  $\frac{h}{2}$  et de ne prendre en compte qu'une fraction égale à  $\frac{2a}{3h}$  des charges situées à une distance  $a$  de l'appui inférieure à  $1,5 h$ .

Toutefois, il y a lieu de fournir toutes justifications concernant la transmission à l'appui considéré des charges qui n'auraient pas été prises en compte dans leur totalité pour le calcul de l'effort tranchant\*.

Article 7.2. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état-limite de service.

7.2.1. — \* Dans le cas général d'un élément de poutre comportant des armatures transversales de précontrainte de force de traction unitaire  $F_t$ , inclinées de  $\alpha'$  sur la fibre moyenne et espacées de  $s_r$ , on a :



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_x = \sigma + \frac{F_t \cos \alpha'}{b_n s_r} \operatorname{tg} \alpha' \\ \sigma_t = \frac{F_t}{b_n s_r} \sin \alpha' \\ \tau = \tau_{red} - \frac{F_t \cos \alpha'}{b_n s_r} \end{array} \right.$$

$\sigma$  étant la contrainte normale due aux actions extérieures et à la précontrainte longitudinale et  $\tau_{red}$  la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit, qui peut se calculer par la formule :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}$$

avec  $I$  et  $S$ , notations classiques de la résistance des matériaux.

Si les armatures transversales de précontrainte sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre :

$$\sigma_x = \sigma, \quad \sigma_t = \frac{F_t}{b_n s_r}, \quad \tau = \tau_{red}$$

En l'absence d'armatures transversales de précontrainte :

$$\sigma_x = \sigma, \quad \sigma_t = 0, \quad \tau = \tau_{red}$$

\*\* Dans le cas d'armatures transversales de précontrainte, il est en général plus défavorable d'adopter pour leur effort de traction unitaire la valeur caractéristique minimale  $F_{t2}$ . On se reportera à ce sujet au commentaire\* de l'article 3.3.12.

On attire enfin l'attention sur l'espacement et le tracé des armatures transversales de précontrainte qui doivent permettre une diffusion régulière des contraintes de compression dans l'élément.

\*\*\* Les expérimentations faites dans différents laboratoires ont montré qu'un conduit normalement injecté participe à la résistance de la poutre.

7.1.32. — Il n'y a pas lieu de justifier vis-à-vis de l'effort tranchant les sections situées à une distance inférieure à  $\frac{h}{2}$  d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

Toutefois l'épaisseur des éléments de la poutre et le pourcentage de leurs armatures transversales ne doivent pas y être inférieurs aux valeurs qu'elles ont dans les sections situées à  $\frac{h}{2}$ .

**Article 7.2. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état-limite de service.**

7.2.1. — Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre à partir des contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  et  $\tau$ , calculées pour l'élément considéré au niveau de la vérification, dans l'hypothèse de déformations élastiques et linéaires des matériaux et en supposant le béton non fissuré\*.

Ces contraintes sont déterminées à partir de la valeur de calcul  $P_d$  de la précontrainte\*\*.

- $\sigma_x$  est la contrainte normale à la section, calculée à partir de la section nette de la poutre.
- $\sigma_y$  est la contrainte normale transversale, c'est-à-dire agissant sur la facette parallèle à la fibre moyenne de la poutre et perpendiculaire au plan moyen de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette  $b_n$ , obtenue en soustrayant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, exception faite des conduits des armatures injectés qui ne sont comptés que pour leur demi-diamètre d'encombrement\*\*\*.
- $\tau$  est la contrainte tangente (ou de cisaillement) de l'élément, calculée à partir de l'épaisseur nette  $b_n$  définie ci-dessus.

Les contraintes normales  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  sont comptées positives quand il s'agit de compressions.

7.2.2.

\* Les essais qui ont été effectués sur des poutres soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture du béton.

Les deux inégalités ci-contre traduisent respectivement les conditions de non-rupture du béton, par fissuration pour la première et par compression-cisaillement pour la seconde.

La seconde condition est rarement prépondérante et n'est utilisée que dans le cas d'éléments soumis à de fortes compressions longitudinales (quand  $\sigma_x + \sigma_y > 0,4 f_{cj}$ )

Les inégalités ne sont applicables que si  $\tau^2 - \sigma_x \sigma_y > 0$ , ce qui signifie que 0 est contrainte intermédiaire.

7.2.3.

\* La vérification prescrite a un caractère global, le calcul d'une section donnée devant par continuité servir de justification pour une zone choisie de la poutre. La validité des justifications suppose la prise en compte de l'épaisseur nette minimale que présente l'âme dans cette zone.

\*\* Il est alors possible d'effectuer un calcul plus complet en évaluant à chaque niveau considéré les valeurs des contraintes  $\sigma_x$  et  $\sigma_y$  et en retenant le couple le plus défavorable de ces valeurs.

**Article 7.3. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état-limite ultime.**

7.2.2. — Les contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_t$  et  $\tau$ , calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes\* :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{ij} (f_{ij} + \sigma_x + \sigma_t) \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ij}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{ij} + \sigma_x + \sigma_t). \end{cases}$$

Lorsqu'une vérification est nécessaire en un point où  $\sigma_x < 0$ , les conditions précédentes sont remplacées par

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} (f_{ij} + \sigma_t)$$

7.2.3. — Pour la justification de l'âme d'une poutre, quand celle-ci est d'épaisseur constante sur toute sa hauteur, les contraintes  $\sigma_x$ ,  $\sigma_t$  et  $\tau$  sont calculées au niveau du centre de gravité de la section nette du béton seul supposé non fissuré. Les justifications effectuées à ce niveau sont considérées comme valables pour toute la hauteur de l'âme, sous réserve d'introduire dans le calcul de la contrainte  $\tau$  l'épaisseur nette de l'âme au niveau où celle-ci est minimale dans la zone considérée\*.

Pour les poutres non usuelles et en particulier pour celles dont l'âme est d'épaisseur variable sur sa hauteur, il peut être nécessaire d'effectuer des vérifications supplémentaires aux niveaux les plus défavorables de l'âme\*\*.

Dans le cas des poutres construites en plusieurs phases successives au cours desquelles les sections présentent des centres de gravité différents, il est loisible d'effectuer le calcul au niveau du centre de gravité de la section définitive.

7.2.4. — En classe III, il y a lieu de vérifier que la contrainte d'adhérence d'entraînement des armatures longitudinales autres que celles de précontrainte par post-tension ne dépasse pas la valeur suivante :  $0,7 \psi_s f_{ij}$ .

Article 7.3. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentées à l'état-limite ultime.

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, dans l'hypothèse de la formation d'un treillis après fissuration du béton, de la non rupture des armatures transversales et des bielles de béton découpées dans l'élément par les fissures.

7.3.1.

\* Sauf exception visée en 7.3.22.

\*\* L'effort résistant des armatures de précontrainte  $F_{iu}$  est le produit de la section d'acier par cours d'armatures par la contrainte de calcul  $\frac{f_{prg}}{\gamma_p}$ ,  $f_{prg}$  étant la résistance à la rupture garantie des armatures de précontrainte et  $\gamma_p$  étant égal à 1,15.

\*\*\* Il s'agit là d'une approximation car la fissuration se développe généralement avant que les actions aient atteint les valeurs correspondant à l'état-limite ultime du béton.

Il est rappelé que :

$$\begin{aligned} \sigma_{xu} &= \sigma_u + \frac{F_t \cos \alpha'}{b_r s_r \operatorname{tg} \alpha'} \\ \sigma_{tu} &= \frac{F_t}{b_r s_r} \sin \alpha' \\ \tau_u &= \tau_{red, u} - \frac{F_t}{b_r s_r} \cos \alpha' \end{aligned}$$

7.3.1. — Tout élément d'une poutre doit comporter des armatures transversales\*, parallèles à ses faces latérales et convenablement ancrées dans les membrures supérieure et inférieure, qui peuvent être constituées :

- d'armatures passives caractérisées par :
  - $A_t$  : somme des aires des sections droites des aciers d'un cours d'armatures transversales,
  - $s_t$  : espacement de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre,
  - $f_e$  : limite d'élasticité de l'acier,
  - $\alpha$  : angle (compris entre 45° et 90°) de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre.
- d'armatures de précontrainte caractérisées par :
  - $F_{tu}$  : effort résistant des aciers d'un cours d'armatures transversales\*\*,
  - $s_r$  : espacement de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre,
  - $\alpha'$  : angle (compris entre 45° et 90°) de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre.

L'inclinaison éventuelle de ces armatures est de sens opposé à celle des fissures susceptibles de se produire.

Dans le schéma du treillis on admet que les bielles de béton découpées par les fissures sont perpendiculaires à la direction de la contrainte principale de traction, évaluée au niveau considéré à partir des contraintes  $\sigma_{xu}$ ,  $\sigma_{yu}$  et  $\tau_u$ , calculées de façon élastique sous les sollicitations correspondant à l'état-limite ultime envisagé\*\*\* à partir de la valeur probable de la précontrainte.

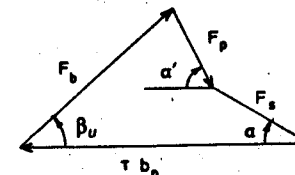
En désignant par  $\beta_u$  l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, on a :

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

$\beta_u$  étant toutefois borné inférieurement à 30°.

7.3.2. — Justification des armatures transversales.

\* Le diagramme, exprimant l'équilibre des nœuds du treillis formé par le réseau de fissures inclinées de  $\beta_u$  sur la fibre moyenne et les armatures transversales, est figuré ci-dessous pour une longueur unité de la poutre.



$F_b$  représente l'effort dans les bielles de béton

$$F_b = \sigma_b b_n \sin \beta_u$$

$F_p$  l'effort dans les armatures de précontrainte et  $F_s$  l'effort dans les armatures passives.

Cet équilibre se traduit par les équations suivantes :

$$\tau b_n - F_s \cos \alpha - F_p \cos \alpha' - \sigma_b b_n \sin \beta_u \cos \beta_u = 0 \quad (a)$$

$$F_s \sin \alpha + F_p \sin \alpha' - \sigma_b b_n \sin^2 \beta_u = 0 \quad (b)$$

qui permettent de calculer la contrainte de cisaillement ultime  $\tau_{u \text{ lim}}$  correspondant à la pleine utilisation de la résistance des armatures transversales, actives et passives :

$$\tau_{u \text{ lim}} = \frac{A_t f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{b_n s_t \gamma_s \sin \beta_u} + \frac{F_{tu} \sin(\alpha' + \beta_u)}{b_n s_r \sin \beta_u}$$

7.3.22.

\* Ce terme tient compte du fait qu'une partie de l'effort tranchant est équilibrée par la membrure comprimée de la poutre.

7.3.2. — Justification des armatures transversales\*.

7.3.21. — On doit vérifier que  $\tau_{red, u} \leq \tau_{u, lim}$ ,  $\tau_{u, lim}$  étant la contrainte de cisaillement ultime correspondant à la pleine utilisation de la résistance des armatures transversales.

$$\tau_{u, lim} = \frac{A_t f_c \sin(\alpha + \beta_u)}{b_n s_t \gamma_s \sin \beta_u} + \frac{F_{tu} \sin(\alpha' + \beta_u)}{b_n s_t' \sin \beta_u}$$

avec

$$\gamma_s = 1,15$$

7.3.22. — Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison  $\beta_u$  des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section.

Il est d'autre part loisible, dans le cas d'une section non entièrement tendue, d'ajouter à  $\tau_{u, lim}$  le terme complémentaire  $\frac{f_{tj}^*}{3}$ .

Si l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, l'inégalité de l'article 7.3.21. se traduit par :

$$\frac{A_t f_c}{b_n s_t \gamma_s} \geq \left( \tau_{red, u} - \frac{f_{tj}^*}{3} \right) \operatorname{tg} \beta_u$$

Un minimum d'armatures d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre. Il est donné par la condition que la quantité

$$\frac{A_t f_c}{b_n s_t \gamma_s} \sin \alpha + \frac{F_{tu}}{b_n s_t'} \sin \alpha'$$

soit au moins égale à 0,6 MPa.

\*\* Cette exception vise exclusivement des produits industrialisés ayant fait l'objet d'une procédure d'homologation avec contrôle comme certaines pièces préfabriquées utilisées dans le bâtiment (par exemple : pannes de couverture); les conditions de dérogation à la règle générale sont précisées dans le règlement de la procédure.

7.3.23.

\* Cette approximation s'explique par le fait que la direction probable des fissures est dans la pratique souvent incertaine (action variable, gradients de contrainte, etc...).

\*\* Si une contrainte normale, autre que celle provenant des armatures transversales de précontrainte, s'exerce sur la section considérée, la valeur absolue de la contrainte correspondante doit être retranchée du second membre de l'inégalité, s'il s'agit d'une compression, et ajoutée s'il s'agit d'une traction.

Pour la justification de l'attache d'une membrure de poutre sur l'âme, la contrainte  $\tau_{red, u}$  est la contrainte moyenne calculée sur la section seule du béton supposé non fissuré.

Lorsque la membrure considérée est tendue sous sollicitations ultimes, la contrainte  $\tau_{red, u}$  à prendre en compte est égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :  $\rho_1 \frac{V_{red, u}}{b_n z}$  et  $\rho_2 \frac{V_{red, u}}{b_n z}$ .

$\rho_1$  étant le rapport de la force de traction ultime de toutes les armatures (passives et de précontrainte) situées dans la partie de membrure intéressée à celle des armatures situées dans l'ensemble de la membrure,

$\rho_2$  étant le rapport de la section brute de la partie de membrure intéressée à la section totale de la membrure,

$b_n$  étant l'épaisseur nette de la section d'attache de la membrure et  $z$  le bras de levier du couple élastique.

L'espacement  $s_r$  des armatures transversales d'âme de précontrainte doit être au plus égal à  $0,8 h$ .

L'espacement  $s_r$  des armatures transversales d'âme passives doit être au plus égal à la plus petite des trois valeurs  $0,8 h$ ,  $3 b_0$  et un mètre;  $h$  désignant la hauteur totale de la section et  $b_0$  l'épaisseur brute minimale de l'âme.

Certains produits industrialisés, soumis à des charges réparties d'intensité modérée et dont la défaillance éventuelle ne risque pas d'entraîner la rupture en chaîne d'autres éléments de la structure, peuvent par exception ne pas comporter d'armatures d'âme en section courante\*\*.

7.3.23. — Pour la justification des armatures transversales de tout élément d'une poutre autre que l'âme et des armatures d'attache de deux éléments entre eux, il est loisible, par souci de simplification, de prendre l'angle  $\beta_u$  égal à  $45^\circ$ .

L'inégalité du paragraphe 7.3.21. s'écrit alors :

$$\frac{A_t}{b_n s_t} \frac{f_c}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha) + \frac{F_{lu}}{b_n s_r} (\sin \alpha' + \cos \alpha') \geq \tau_{rd, u}^{**}$$

7.3.24.

\* En cas d'indentations, cette précision doit être portée sur les dessins.

\*\* Cette disposition a pour objet d'assurer correctement l'ancrage des armatures d'âme dans la membrure comprimée de l'ouvrage définitif.

7.3.3. — Justification du béton.

\* Cette condition exprime que la contrainte de compression  $\sigma_b$  des bielles de béton donnée par la relation (a) du commentaire\* de l'article 7.3.2.,

$$\sigma_b = \frac{2\tau_{rd, u}}{\sin 2\beta_u}$$

demeure inférieure à la contrainte ultime limite du béton  $\frac{2,085}{3} \frac{f_{ct}}{\gamma_b}$

En prenant pour inclinaison des bielles la valeur minimale  $\beta_u = 30^\circ$ , la condition précédente est voisine de :

$$\tau_{rd, u} \leq \frac{1}{6} f_{ct}$$

Article 7.4. — Modalités particulières d'application des articles 7.2. et 7.3. aux zones d'appui simple d'about.

\* Le caractère conventionnel réside dans le fait que dans la zone considérée les contraintes normales ne sont pas régularisées.

\*\* Toutefois, dans le cas des pièces préfabriquées précontraintes par pré-tension utilisées pour la réalisation de bâtiments et non exposées à une ambiance agressive, il est loisible de ne pas effectuer la vérification relative à l'état-limite de service définie à l'article 7.2.3. Elle est alors remplacée par la justification relative à l'état-limite ultime définie par l'article A.5.1.211. des règles B.A.E.L. (cas où la fissuration n'est pas jugée préjudiciable ou très préjudiciable):

\*\*\* Voir article 4.1.32. L'attention est attirée sur le fait que la valeur caractéristique minimale de l'effort de précontrainte  $F_{p2}$  est associée à la valeur maximale  $l_{a1}$  de la longueur d'ancrage caractéristique de l'armature de précontrainte, ainsi qu'il apparaît sur le schéma du commentaire\*\* de cet article.

7.3.24. — Dans le cas d'armatures de couture traversant une surface de reprise de bétonnage, il est imposé de prendre  $\beta_u = 45^\circ$ .

En outre, dans le cas où la surface de reprise de bétonnage intéresse le plan moyen de l'âme, les conditions suivantes sont appliquées :

- le terme complémentaire  $\frac{f_{lj}}{3}$  est pris en compte lorsque la surface de reprise est munie d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm\*. Il est négligé dans le cas contraire;
- la section des armatures de couture traversant la surface de reprise ne doit pas être inférieure à celle des armatures d'âme déterminées conformément aux prescriptions de l'article 7.3.22.\*\*.

7.3.3. — Justification du béton.

Si l'élément ne comporte que des armatures transversales perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, la contrainte de cisaillement  $\tau_{\text{red},u}$  doit être au plus égale à :  $\frac{0,85 f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u$ \*

Si l'élément comporte des armatures transversales inclinées de  $\alpha$  et  $\alpha'$  ( $45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$  et  $45^\circ \leq \alpha' < 90^\circ$ ) sur la fibre moyenne de la poutre, la valeur précédente peut être majorée par  $1 + \frac{1}{2} \cotg \alpha_M$ ,  $\alpha_M$  étant la plus faible des deux valeurs précédentes.

Article 7.4. — Modalités particulières d'application des articles 7.2. et 7.3. aux zones d'appui simple d'about.

Au voisinage de l'about d'une poutre, la vérification de la résistance aux actions tangentes est menée conformément aux prescriptions des articles 7.2. et 7.3., complétées de façon conventionnelle\* comme indiqué ci-après :

A l'état-limite de service (article 7.2.), l'effort de calcul de la précontrainte longitudinale est pris égal :

- pour la post-tension, à la valeur calculée après pertes dans la section considérée;
- pour la pré-tension\*\*, à la part  $F_{a2}$ \*\*\* de l'effort total ancrée dans la section considérée.

\*\*\*\* Voir article 8.4.11.

\*\*\*\*\* Dans le cas le plus courant où les armatures transversales sont passives ( $\sigma_t = 0$ ), on a alors  $\beta_u = 45^\circ$ .

Article 7.5. — Justifications complémentaires des zones d'appui simple d'about.

7.5.1. — Justification de la bielle d'about.

\* Dans le cas des appuis de continuité, il y a lieu de s'inspirer des indications données pour les zones d'appui simple, en tenant compte des contraintes normales apportées par la flexion.

\*\* Cette analyse peut faire appel, soit à des schémas d'équilibre ayant la sanction de l'expérience, soit à des modèles de calcul ou à des expérimentations probantes.

\*\*\* Voir à ce sujet, l'annexe 4.

\*\*\*\* Il est nécessaire de procéder également à ces justifications en phase de construction, lors de la mise en précontrainte, dans le cas de conditions d'appui différentes au cours de cette opération.

\*\*\*\*\* De façon générale, on est conduit à vérifier que l'équilibre mécanique à travers une section oblique d'inclinaison  $\beta_u$ , considérée comme le plan d'une fissure qui tendrait à séparer l'appui et une partie de l'about du reste de la pièce, est bien assuré par :

- les armatures longitudinales de précontrainte ou passives, disposées dans la partie inférieure de la poutre,
- les armatures transversales disposées sur la longueur de la pièce intéressée par la fissure : ces armatures doivent assurer l'équilibre de l'effort tranchant, compte tenu de la part de ce dernier directement équilibrée par la membrure comprimée de la poutre.

A l'état-limite ultime (article 7.3.), dans le cas de la pré-tension, l'effort de précontrainte  $F_u$  est négligé sur une longueur ayant la plus grande des deux valeurs suivantes :

$l_e$  longueur d'établissement maximale de la précontrainte\*\*\*\*  
 h hauteur de la pièce

ce qui revient à faire :  $\sigma_{xu} = 0$ \*\*\*\*\*.

La densité des armatures transversales calculée, compte tenu des règles précédentes, dans la section située au nu intérieur de l'appareil d'appui, doit régner sur une longueur mesurée à partir de cette section au moins égale à  $z \cotg \beta$ ,  $z$  étant le bras de levier du couple élastique.

#### Article 7.5. — Justifications complémentaires des zones d'appui simple d'about.

Au voisinage de l'about d'une poutre, par suite de la proximité de la réaction d'appui, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la résistance des matériaux.

Les justifications complémentaires à effectuer dans cette zone sont les suivantes :

- justification de la bielle d'about (article 7.5,1.);
- éventuellement justification de l'équilibre du coin inférieur (article 7.5,2.).

##### 7.5,1. — Justification de la bielle d'about.

Au voisinage de l'appui simple d'about\* d'une poutre, la répartition des contraintes correspondant à la transmission des charges ne peut être appréhendée de façon satisfaisante que par une analyse structurale élaborée\*\*.

A défaut d'une telle analyse, on peut s'inspirer des règles simplifiées ci-après\*\*\*.

On admet que la transmission des charges s'effectue par une bielle unique inclinée sur l'axe longitudinal de la poutre et intéressant une hauteur  $z$ , réduite de la poutre, définie en 7.5,12.

L'inclinaison de cette bielle est égale à l'angle  $\beta_u$  défini en 7.3,1., calculé au niveau du centre de gravité de la section d'appui suivant les prescriptions de l'article 7.4. et borné inférieurement à  $30^\circ$ .

Les justifications relatives à cette bielle d'appui, à effectuer sous sollicitations ultimes, dans l'ouvrage en service\*\*\*\*, sont les suivantes\*\*\*\*\* :

*En ce qui concerne la part des charges concentrées considérée comme transmise directement à l'appui, se reporter au commentaire\* de l'article 7.1,31. et à l'article 2.2. de la deuxième partie de l'annexe 4.*

*Les prescriptions des articles 7.2,3. et 7.3,3. rendent inutiles la justification de la résistance du béton de la bielle. Toutefois, il y a lieu de vérifier que, compte tenu des dimensions de la pièce à l'aplomb de l'appui ainsi que des dispositions d'armatures prévues, la bielle présente une section suffisante dans cette zone pour que la transmission des efforts à l'appui soit convenablement assurée (cas de certaines structures de bâtiments avec largeurs d'appui réduites : se reporter notamment aux règles particulières concernant les constructions non traditionnelles, visées par le commentaire\*\*\* à l'article 1.1.).*

7.5,12.

\* Se reporter à l'annexe 4.



7.5.11. — Vérification de l'équilibre de la bielle par les armatures longitudinales passives ou de précontrainte disposées à l'about de la poutre.

Ces armatures doivent être capables d'équilibrer la composante, dirigée selon leur direction, de l'effort dans la bielle.

Lorsque la réaction d'appui comporte une composante défavorable parallèle à l'axe longitudinal de la pièce (par exemple : force de rappel d'un appareil d'appui) il doit en être tenu compte en sus.

Pour cette vérification, la contrainte de calcul des armatures ne doit dépasser en aucun cas les valeurs suivantes :

- armatures de précontrainte :
- en post-tension : la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$1,2 \sigma_{pm} \quad \text{et} \quad \frac{f_{pII}}{\gamma_p} \quad \text{avec} \quad \gamma_p = 1,15$$

- en pré-tension :  $\frac{F_s}{A_p \gamma_p}$  avec  $\gamma_p = 1,4$ ;

- armatures passives :  $\frac{f_c}{\gamma_s}$  avec  $\gamma_s = 1,15$ .

7.5.12. — Vérification des armatures transversales.

On considère que la base de la bielle se situe au niveau supérieur des armatures longitudinales strictement nécessaires à son équilibre conformément à l'article 7.5.11. Cette bielle règne ainsi sur une hauteur réduite  $z$ , comprise entre sa base et le point de passage de la résultante des contraintes de compression\*.

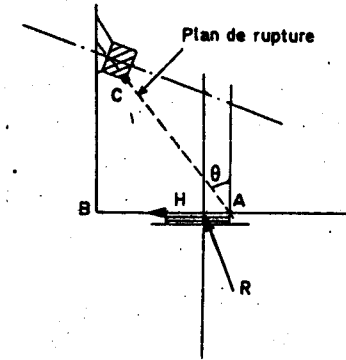
Si la hauteur réduite  $z$ , est inférieure au bras du levier  $z$ , la densité d'armatures transversales, déterminée en 7.4., doit être majorée dans le rapport  $\frac{z}{z_1}$  et régner sur une longueur mesurée à partir de la section d'appui égale à  $z_1 \cotg \beta_u$ .

7.5.2. — Justification de l'équilibre du coin inférieur.

\* Voir à ce sujet l'annexe 4.

\*\* Lorsque la réaction d'appui  $R$  comporte une composante horizontale  $H$  susceptible de concourir à l'arrachement du coin inférieur, il y a lieu d'en tenir compte.

\*\*\* Il s'agit d'assurer l'équilibre du coin inférieur défini sur la figure ci-dessous, pour plusieurs valeurs de l'angle  $\theta$ , correspondant aux plans de rupture les plus probables, joignant le nu intérieur de l'appareil d'appui (point A) à l'angle inférieur avant (point C) de différents corps d'ancrage des armatures de précontrainte longitudinales.



Article 7.6. — Torsion.

7.6.1. — Généralités.

\* Ces considérations sont valables aussi bien à l'état-limite de service qu'à l'état-limite ultime.

7.5.2. — Justification de l'équilibre du coin inférieur\*.

Lorsque la réaction d'appui  $R^{**}$  d'une poutre est appliquée au voisinage d'une arête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas de risque de fendage d'un coin de béton entraînant l'arête.

Cette condition impose la présence d'armatures suffisantes pour assurer la couture des plans suivant lesquels la rupture est possible. Ces armatures sont déterminées en considérant les plans ou surfaces de rupture les plus probables, les efforts appliqués étant évalués sous sollicitations ultimes\*\*\*.

Les armatures nécessaires à l'équilibre de la bielle d'appui peuvent, dans certains cas, concourir également à l'équilibre du coin inférieur.

La contrainte de calcul des armatures ne doit pas dépasser les valeurs fixées en 7.5.11.

Article 7.6. — Torsion.

Pour une poutre soumise à la torsion, les justifications à présenter sont relatives, comme pour l'effort tranchant, à :

- l'état-limite de service;
- l'état-limite ultime.

7.6.1. — Généralités.

Les sollicitations de torsion sont généralement évaluées dans l'hypothèse de déformations des matériaux élastiques et linéaires. Il convient cependant d'avoir recours à des modèles tenant compte de la fissuration du béton, lorsque le comportement du béton fissuré est suffisamment connu par les résultats expérimentaux dont on dispose\*.

7.6.2. — Prise en compte de la torsion.

7.6.21.

\* La rigidité de torsion d'une poutre diminue dans des proportions considérables dès l'apparition des premières fissures. La sécurité consiste donc généralement à sous-estimer la rigidité de torsion par rapport à la rigidité de flexion quand on a recours à une analyse linéaire.

Ce peut être notamment le cas des poutres de planchers de bâtiments courants, à faibles portées dans les deux directions et à charge d'exploitation modérée pour lesquelles les effets de la torsion restent faibles. Une sollicitation de torsion accidentellement excessive des poutres principales est de plus auto-stabilisatrice : la fissuration éventuelle de torsion de ces poutres réduit en effet leur rigidité de torsion, entraînant une diminution de l'encastrement des poutres transversales et par conséquent des moments de torsion des poutres.

\*\* Cela entraîne par exemple que, dans le cas d'un tablier de pont à poutres entretoisées, les portées des entretoises sont donc à prendre égales à l'entre-axe des poutres.

7.6.22.

\* Une forte sollicitation de torsion peut en effet provoquer :

- une fissuration brutale et étendue des pièces en béton qui y sont soumises;
- une déformation angulaire importante de ces pièces.

La prise en compte de la torsion est de règle pour les constructions de la classe I.

7.6.2. — Prise en compte de la torsion.

7.6.21. — Quand la résistance à la torsion n'est pas essentielle pour assurer la stabilité de l'ouvrage et qu'elle peut être négligée\*, les sollicitations sont alors calculées en supposant nulle la rigidité de torsion\*\*.

7.6.22. — Le reste du présent article s'applique au cas où la résistance à la torsion doit être prise en compte dans les calculs :

- soit parce que cette résistance est nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage;
- soit parce que le marché l'impose pour limiter la fissuration ou la déformation des parties d'ouvrages considérées\*.

Dans ce cas la résistance de l'ouvrage doit être vérifiée sous l'effet des cas de charge et combinaisons d'actions développant d'une part les efforts tranchants extrêmes, d'autre part les moments de torsion extrêmes.

7.6.3. — Section tubulaire efficace.

\* Toutefois, dans le cas de pièces de faibles dimensions, il est recommandé de prendre comme contour extérieur de la section tubulaire efficace celui délimité par les armatures transversales de la poutre et de déduire de l'épaisseur  $e$  la couverture en béton des armatures transversales.

Les essais ont en effet établi que le béton extérieur aux armatures transversales ne participait pas à la résistance à la torsion de la poutre.

\*\* Les essais montrent en effet qu'une section soumise à la torsion se comporte après fissuration comme une section creuse de mêmes dimensions extérieures, le noyau de la section ne jouant plus aucun rôle.

\*\*\* On obtient ainsi, quand  $e$  est constant :

$$K = 4 \frac{e\Omega^2}{L}, \quad \tau_T = \frac{T}{2\Omega e}$$

$T$  représentant le couple de torsion.

7.6.4. — Justification de la poutre vis-à-vis de l'état-limite de service.

7.6.3. — Section tubulaire efficace.

On appelle « section tubulaire efficace » d'une poutre la section tubulaire ayant même contour extérieur que la poutre\* et dont l'épaisseur  $e$  est égale à la plus petite des valeurs suivantes :

- soit l'épaisseur réelle des parois extérieures de la poutre quand celle-ci est un tube à parois minces;
- soit le sixième du diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section dans le cas où celle-ci est pleine et de forme convexe ou tubulaire à parois épaisses\*\*.

La ligne moyenne, qui a pour longueur  $L$ , délimite une surface d'aire  $\Omega$ .

La « section tubulaire efficace » est utilisée, pour estimer suivant la théorie des tubes minces\*\*\* :

- la rigidité de torsion  $K$  de la poutre,
- la contrainte de cisaillement de torsion  $\tau_T$  à laquelle elle est soumise.

7.6.4. — Justification de la poutre vis-à-vis de l'état-limite de service.

Lorsqu'une poutre est soumise à la fois à l'effort tranchant et à un couple de torsion, la valeur de la contrainte totale de cisaillement est :

$$\tau = \tau_V + \tau_T$$

- $\tau_V$  représentant la valeur de la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant calculée comme indiqué en 7.2.1.
- $\tau_T$  représentant la valeur de la contrainte de cisaillement de torsion au même niveau et pour le même cas de charge.

\* On doit alors respecter simultanément les conditions :

$$\tau_V \leq \tau_{lim}, \quad \tau_T \leq \tau_{lim}$$

et

$$\tau = \tau_V + \tau_T \leq 1,2 \tau_{lim}$$

où  $\tau_{lim}$  désigne la valeur de la contrainte de cisaillement limite résultant de l'application des conditions de l'article 7.2.2.

7.6.5. — Justification de la poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime.

7.6.51. — \* Ces prescriptions reposent sur l'hypothèse du développement d'un treillis spatial résistant composé de bielles de béton comprimé inclinées à  $\beta_u$  et d'armatures tendues transversales et longitudinales.

7.6.54. — Justification des armatures transversales.

\* Dans le cas courant où la poutre ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne, cette relation se réduit à :

$$\frac{A_T f_e}{s_T \gamma_s} \geq \tau_{T_u} \operatorname{tg} \beta_u$$

La contrainte de cisaillement  $\tau$  doit alors vérifier les conditions de sécurité imposées au béton à l'article 7.2.2.

- strictement dans le cas de poutres tubulaires à parois minces;
- avec majoration de 20 % de la contrainte de cisaillement admissible dans les autres cas\*.

La valeur de la contrainte normale  $\sigma$  concomitante est calculée sur la section réelle de la poutre.

#### 7.6.5. — Justification de la poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime.

7.6.51. — La résistance de la poutre à l'état-limite ultime peut être justifiée par référence à des résultats d'essais probants. En leur absence, on appliquera les prescriptions suivantes\*, où  $\tau_{vu}$  et  $\tau_{Tu}$  représentent respectivement les valeurs à l'état-limite ultime de  $\tau_v$  et  $\tau_T$ .

#### 7.6.52. — Inclinaison des bielles de compression.

L'angle  $\beta_u$  est celui qui résulte de la relation de l'article 7.3.1. dans laquelle  $\tau_u = \tau_{vu} + \tau_{Tu}$ .

#### 7.6.53. — Justification du béton des bielles de compression.

Les conditions à respecter sont les suivantes :

$$\begin{aligned}\tau_{vu} &\leq \frac{f_{ct}}{6} \\ \tau_{Tu} &\leq \frac{f_{ct}}{6} \\ \tau_{vu} + \tau_{Tu} &\leq \frac{f_{ct}}{5}\end{aligned}$$

#### 7.6.54. — Justification des armatures transversales.

Les armatures transversales doivent se composer :

- d'armatures nécessaires à l'équilibre de l'effort tranchant justifiées selon l'article 7.3.2;
- d'armatures supplémentaires, disposées à l'intérieur de la section tubulaire efficace, destinées à l'équilibre du moment de torsion et justifiées par les relations suivantes :

$$\frac{A_T f_c}{s_T \gamma_s} \sin(\alpha_T + \beta_u) + \frac{F_{Tu}}{s_T} \sin(\alpha_T + \beta_u) \geq \tau_{Tu} e \sin \beta_u^*$$

où :

- $A_T$  représente la somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures supplémentaires rencontrées dans la paroi d'épaisseur  $e$  du tube efficace, inclinées de l'angle  $\alpha_T$  sur la fibre moyenne et espacées de  $s_T$  suivant cette fibre;
- et  $F_{Tu}$  représente l'effort résistant des aciers d'un cours d'armatures supplémentaires de précontrainte rencontrées dans la paroi d'épaisseur  $e$  du tube efficace, inclinées de l'angle  $\alpha_T$  sur la fibre moyenne et espacées de  $s_T$  suivant cette fibre.

#### 7.6.55. — Justification des armatures longitudinales.

\* Dans le cas d'une section rectangulaire les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement le long des côtés pour des sections de grande dimension. Elles doivent être disposées le plus près possible des parois, compte tenu des règles sur l'enrobage.

7.6.55. — Justification des armatures longitudinales.

La sollicitation de torsion d'une poutre y engendre des tractions longitudinales. La résistance à ces tractions doit être trouvée sur la périphérie de la section de la poutre, à l'intérieur de sa section tubulaire efficace.

La densité d'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de la ligne moyenne de cette section vaut :

$$\frac{T}{2\Omega} \cotg \beta_u$$

T représentant le couple de torsion et  $\beta_u$  l'inclinaison des bielles de béton comprimé sur la fibre moyenne de la poutre.

Cette traction doit être équilibrée :

- soit par la compression développée par la flexion et par la précontrainte longitudinale;
- soit par le recours à des armatures passives ou de précontrainte\*, venant en sus de celles strictement nécessitées par la flexion développée par le même cas de charge et dont la contrainte est limitée à :

$$\frac{f_c}{\gamma_s} \text{ pour les armatures passives}$$

et  $\frac{f_{pre}}{\gamma_p}$  pour les armatures de précontrainte

avec  $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$ .

CHAPITRE 8.

RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION  
DES FORCES DE PRÉCONTRAÎTE

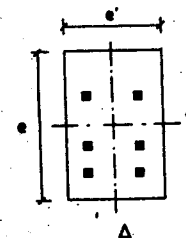
Article 8.1. — Généralités.

\* Le choix des forces de précontrainte doit être proportionné aux dimensions des pièces et leur distribution aussi régulière que possible.

\*\* La plupart des limites fixées pour les contraintes du béton dans les chapitres précédents ne s'appliquent plus.

Article 8.2. — Caractère tridimensionnel de la diffusion des forces de précontrainte.

\* On peut ainsi étudier l'épanouissement de la précontrainte d'abord dans le plan  $\Delta$  puis dans le plan  $\Delta'$ , les forces étant, dans chaque cas, supposées uniformément réparties dans la direction perpendiculaire au plan d'étalement considéré.



## CHAPITRE 8.

RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION  
DES FORCES DE PRÉCONTRAÎNTE

## Article 8.1. — Généralités.

Lorsque des armatures de précontrainte sont arrêtées dans une section  $S_A$  d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la Résistance des Matériaux du fait que les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas satisfaites au voisinage de  $S_A$ \*

Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte ne retrouvent la répartition habituelle de la Résistance des Matériaux qu'à une distance  $l_r$  de  $S_A$ .

Il y a donc lieu de procéder, dans cette zone :

- à des vérifications permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition de fissures\*\*.
- à la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

## Article 8.2. — Caractère tridimensionnel de la diffusion des forces de précontrainte.

La diffusion des contraintes à partir de  $S_A$  présente un caractère tridimensionnel.

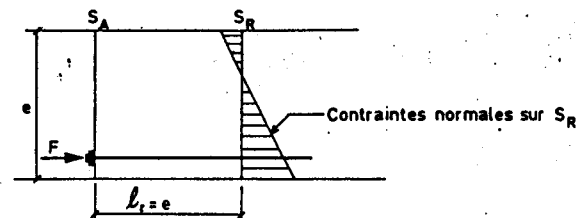
Toutefois, par commodité, on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans deux plans perpendiculaires contenant chacun un des axes principaux d'inertie de la section\*.

## Article 8.3. — Diffusion dans le cas de la post-tension.

8.3.1. — Effets à l'aval de  $S_A$  : zone de régularisation des contraintes.

\* L'estimation proposée pour  $l_r$  peut s'étendre à d'autres types de section :

- sections massives;
- sections en I à faibles débords.



## 8.3.11. — Effets locaux.

\* Les prismes en question, dits « prismes symétriques » sont définis en annexe 4.

## 8.3.12. — Effet de la distribution des corps d'ancrage : équilibre général.

\* Il convient de ne pas confondre ces « efforts d'équilibre général » très conventionnels, que l'on introduit dans les cas simples pour permettre une approche aisée des phénomènes, avec les « sollicitations générales » calculées par les règles habituelles de la Résistance des Matériaux et concernant l'ensemble de la structure.

Ces « efforts d'équilibre général » sont dus au passage de la distribution discontinue des forces de précontrainte dans  $S_A$  à la distribution continue des contraintes dans  $S_R$ .

Lorsque plusieurs forces de précontrainte sont appliquées dans  $S_A$  la longueur  $l_r$  peut se trouver réduite : à la limite, si elles sont réparties de manière que chacune d'elles soit en équilibre direct, sans déviation latérale des flux de forces, avec la part correspondante des contraintes normales, les efforts d'équilibre général sont nuls et les efforts dus à l'introduction des forces de précontrainte se réduisent à ceux définis à l'article 8.3.11 qui n'intéressent qu'une zone limitée.

Article 8.3. — Diffusion dans le cas de la post-tension.

8.3.1. — Effets à l'aval de  $S_A$  : zone de régularisation des contraintes.

La zone de régularisation des contraintes est celle qui s'étend entre la section  $S_A$  et la section  $S_R$ , à une distance  $l_r$  en aval de  $S_A$ .

Dans le cas où la pièce est de section rectangulaire\*, on peut admettre que  $l_r$  est égal à la dimension  $e$  de la pièce dans la direction où se fait la diffusion.

Dans d'autres cas (poutre de section tubulaire par exemple) la valeur précédente n'est qu'approchée. Il est alors souhaitable, chaque fois que cela est possible, de procéder à la détermination de la distance  $l_r$  par des méthodes plus élaborées.

A défaut d'un recours à de telles méthodes, on peut schématiser la diffusion de la précontrainte entre  $S_A$  et  $S_R$  en isolant conventionnellement les différents effets décrits ci-après.

8.3.11. — Effets locaux.

Dans la zone de première régularisation des contraintes, c'est-à-dire à l'intérieur du plus grand prisme fictif concentrique qu'il est possible d'associer à chaque organe d'ancrage\* dans le plan de diffusion considéré, prennent naissance des contraintes transversales de traction dites :

- d'éclatement, à proximité de l'axe de l'armature;
- de surface, au voisinage immédiat de  $S_A$ .

8.3.12. — Effets de la distribution des corps d'ancrage : équilibre général.

On appréhende les effets correspondants en évaluant les efforts globaux appliqués à des sections de la zone de régularisation parallèles à la fibre moyenne : ces efforts sont dits « efforts d'équilibre général »\*.

8.3.2. — Effets à l'amont de  $S_A$  : entraînement.

\* Lorsque la section  $S_A$  n'est pas section d'about au moment des mises en tension, l'effet d'entraînement est une conséquence immédiate du non respect des conditions du principe de Saint-Venant au voisinage de  $S_A$ .

Lorsque  $S_A$ , provisoirement section d'about au moment des mises en tension, fait office de section de joint ou de reprise dans une construction par phases, l'effet d'entraînement, sensiblement plus faible que dans le cas précédent, résulte des déformations différées du béton.

Voir annexe 4.

Article 8.4. — Diffusion dans le cas de la pré-tension.

8.4.1. — Effets à l'aval de  $S_A$ .

8.4.11. — Longueur d'établissement de la précontrainte.

\* Cette formule n'est valable que pour le cas le plus courant où la plupart des armatures de précontrainte sont groupées au voisinage de l'une des fibres extrêmes de la pièce. Dans les autres cas, une adaptation de la formule est nécessaire, la répartition des armatures à plusieurs niveaux ayant pour effet de réduire la longueur de régularisation.

Dans un plan d'étalement, on a donc les deux valeurs extrêmes suivantes de la longueur d'établissement de la précontrainte, la valeur à prendre en compte étant la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré :

$$\begin{aligned} \text{— valeur minimale : } l_{e2} &= \sqrt{l_{a2}^2 + d_p^2} = \sqrt{(0,8 l_{sm})^2 + d_p^2} \\ \text{— valeur maximale : } l_{e1} &= \sqrt{l_{a1}^2 + d_p^2} = \sqrt{(1,2 l_{sm})^2 + d_p^2} \end{aligned}$$

8.4.12. — Zone de régularisation des contraintes.

\* L'estimation proposée est également valable pour d'autres types de sections : massives ou en I à faibles débords.

8.4.13. — Effets locaux.

\* Ce gonflement est dû à l'effet de Poisson. Pour les torons, il y a lieu de considérer également l'effet de coin dû au détournage de l'armature lors de son relâchement.



8.3.2. — Effets à l'amont de  $S_A$  : entraînement.

En amont de  $S_A$ , lorsque cette section n'est pas section d'about, se manifestent également des contraintes de traction non calculables par les procédés habituels de la Résistance des Matériaux\*.

## Article 8.4. — Diffusion dans le cas de la pré-tension.

8.4.1. — Effets à l'aval de  $S_A$ .

## 8.4.1.1. — Longueur d'établissement de la précontrainte.

Pour chaque direction de diffusion et pour chaque valeur  $l_{ai}$  de la longueur d'ancrage de calcul définie en 4.1.32 on détermine une longueur d'établissement de la précontrainte :

$$l_{ei} = \sqrt{l_{ai}^2 + d_p^2}$$

$d_p$  désignant la distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre extrême la plus éloignée dans la direction en question\*.

## 8.4.1.2. — Zone de régularisation des contraintes.

Pour une section rectangulaire\*, on admet que la longueur de la zone de régularisation des contraintes parallèlement au plan d'étalement est la plus grande des deux valeurs :

$$l_{e2} = \sqrt{(0,8 l_{sn})^2 + d_p^2}$$

$e$ , dimension de la pièce.

Comme dans le cas de la post-tension, on peut considérer successivement les différents effets ci-après.

## 8.4.1.3. — Effets locaux.

Dans la zone de scellement, le gonflement des armatures donne naissance à des contraintes d'éclatement\*.

## 8.4.1.4. — Effets de la distribution des armatures : équilibre général.

Les efforts d'équilibre général se définissent de la même façon qu'en post-tension.

## Article 8.5. — Principe des justifications.

\* Dans une certaine mesure, la théorie de l'élasticité peut être utilisée pour l'évaluation des contraintes.

\*\* Les zones d'ancrage sont à justifier aux états-limites de service du fait qu'en pratique, on dispose d'une marge importante vis-à-vis de la rupture dans la mesure où l'exécution est convenable.

\*\*\* En raison du cumul des contraintes de diverses origines, la phase de mise en précontrainte n'est pas nécessairement la plus défavorable pour l'ensemble des justifications.

## Article 8.6. — Dispositions dans le cas de la post-tension.

\* Toutefois, comme, précisé en annexe 4, les frettages représentés dans les fascicules d'agrément et dimensionnés pour un ancrage unique appliqué au bloc d'about minimal sont à adapter à chaque cas.

8.4.2. — Effets à l'amont de  $S_A$  : entraînement.

Le phénomène d'entraînement peut se manifester lorsqu'une armature est gainée sur une certaine longueur.

Article 8.5. — Principe des justifications.

Les justifications de stabilité des zones d'introduction des forces de précontrainte doivent être établies à partir de méthodes ayant la sanction de l'expérience. A défaut de méthodes de calcul plus élaborées\*, il y a lieu de recourir à celles définies en annexe 4.

Ces justifications sont effectuées sous sollicitations de service\*\* correspondant à la phase de mise en œuvre ou éventuellement d'exploitation\*\*\* la plus défavorable et comportent :

- l'évaluation des contraintes du béton;
- la définition d'un ferrailage convenablement distribué, la contrainte de traction des armatures passives étant limitée à  $\frac{2}{3} f_e$ .

Tous les calculs sont faits en considérant, pour l'ensemble des armatures de précontrainte implantées dans la zone de régularisation, la valeur caractéristique la plus défavorable de leur tension sauf si le marché prescrit de ne représenter la précontrainte que par sa valeur probable dans les conditions prévues au 4.1.3.

Article 8.6. — Dispositions dans le cas de la post-tension.

Les règles de calcul ou dispositions constructives générales définies dans le présent article ne sauraient atténuer d'aucune façon les prescriptions de l'agrément, particulières à chaque procédé de précontrainte; celle-ci doivent être respectées en toutes circonstances\*.

8.6.1. — Contraintes limites du béton.

a) Contraintes de compression.

En règle générale, pour ce qui concerne la contrainte de compression sous les ancrages, sa limite résulte implicitement des dispositions de l'arrêté d'agrément.

Dans le cas d'utilisation de dispositifs d'ancrage spéciaux, non visés par les arrêtés d'agrément, la détermination de la contrainte maximale de compression admissible peut être basée sur l'expérimentation.

Dans un cas comme dans l'autre la contrainte moyenne de compression à la sortie de la zone de première régularisation est bornée à  $\frac{2}{3} f_{cj}$ .

b) Contraintes transversales de traction.

Dans l'axe des armatures, elles ne doivent pas dépasser  $1,25 f_{ij}$ .

c) Contraintes de cisaillement.

Sur tout plan de coupure parallèle à la fibre moyenne, les contraintes globales de cisaillement développées à la fois par les armatures ancrées et par les autres actions sont limitées à  $1,5 f_{ij}$ .

8.6.2. — Détermination des armatures passives.

\* En règle générale, il suffit que ces armatures permettent d'assurer l'existence d'un équilibre mécanique ne faisant appel au béton que pour reprendre des contraintes de compression. Cependant, c'est la reprise directe des tractions du béton supposé non fissuré qui donne la meilleure sécurité vis-à-vis des risques de fissuration.

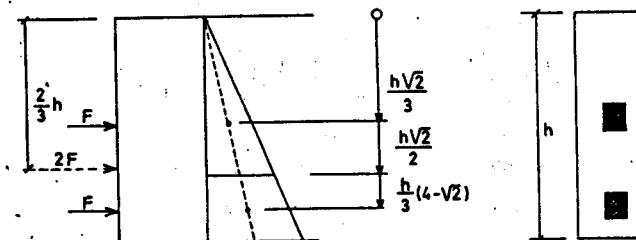
\*\* Les armatures en question sont convenablement réparties sur toute la longueur de la zone intéressée et règnent sur toute la hauteur de la pièce.

Toutefois le pourcentage minimal n'est à vérifier que globalement sur l'ensemble de la zone de régularisation des contraintes.

Pour les poutres à membrures larges, le même pourcentage minimal est étendu aux sections de jonction à l'âme des ailes des membrures contenant les armatures de précontrainte.

8.6.3. — Dispositions constructives.

\* C'est le cas lorsque la distribution des corps d'ancrage est telle que chaque ancrage se trouve sur la résultante du bloc de contraintes régularisées qu'il engendre (distribution des ancrages dite « linéaire », déjà évoquée en 8.3,12) la longueur des épaissements locaux peut alors être limitée à celle de la zone de première régularisation des contraintes.



Exemple de distribution « linéaire » des corps d'ancrage.

\*\* Des goussets de raccordement à la section courante sont prévus afin d'assurer la déviation progressive des efforts issus des corps d'ancrage. Des armatures transversales sont nécessaires dans les zones où le flux de précontrainte, qui s'est épanoui sous les organes d'ancrage se resserre pour entrer dans l'âme.

\*\*\* Ces frettages peuvent être, dans certains cas, ceux qui sont définis dans l'agrément de chaque procédé de précontrainte. Toutefois, leur façonnage doit être adapté à la géométrie de la pièce, et les frettes, souvent représentées pour un ancrage isolé dans l'agrément, ne sont pas à juxtaposer simplement, mais à remplacer par des frettages continus.

8.6.2. — Détermination des armatures passives.

a) Des armatures assurent la résistance des pièces dans toutes les zones où des contraintes de traction et des contraintes tangentes dues à l'introduction des forces de précontrainte prennent naissance. A défaut de méthodes de calcul plus élaborées, leur détermination est effectuée par application des règles de l'annexe 4\*.

Ces armatures ne s'ajoutent pas directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (chapitre 7).

La règle de cumul est indiquée à l'annexe 4.

b) Pourcentage minimal.

Les armatures transversales d'âme régnant sur la longueur de la zone de régularisation des contraintes, y compris les armatures d'effort tranchant, ont une aire au moins égale à 0,3 % de l'aire de la section horizontale minimale de l'âme dans la zone considérée\*\*.

8.6.3. — Dispositions constructives.

a) Si des épaisissements locaux des pièces sont nécessaires aux abouts et dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte, sauf exception dûment justifiée\*, ils règnent sur une longueur au moins égale à celle de la zone de régularisation des contraintes, définie à l'article 8.3.1.\*\*.

b) Les armatures transversales sont menées jusqu'au voisinage immédiat des parements des pièces et convenablement ancrées.

Dans le cas de groupement de corps d'ancrage, les frettages équilibrant les efforts d'éclatement et de surface sont continus sur toute la hauteur de la section\*\*\*.

c) Les dispositions des zones d'appui des corps d'ancrages implantés au voisinage des parements des pièces font l'objet d'une étude spéciale, notamment en vue d'éviter un déversement des ancrages par suite du fendage du béton. En particulier, des armatures de couture de l'organe d'ancrage à la masse de la pièce doivent être prévues et enserrer l'ensemble de la masse du béton que le corps d'ancrage entraînerait en cas de déversement.

\*\*\*\* Le béton situé sous les organes d'ancrage doit être particulièrement compact et résistant, les frettages ne pouvant suppléer à un défaut de mise en œuvre. Lorsque la densité des armatures passives à prévoir au voisinage de l'about des pièces est importante, il y a intérêt à recourir à des pièces d'about préfabriquées.

\*\*\*\*\* Des frettages hélicoïdaux sont particulièrement efficaces dans ce cas.

Article 8.7. — Dispositions dans le cas de la pré-tension.

\* Dans ce cas particulier, le recours à l'expérimentation pour justifier l'organisation des zones d'about des pièces est admissible à condition qu'elle soit incontestable. Elle doit porter sur l'essai de pièces suffisamment nombreuses, dont les résultats ne peuvent être considérés comme probants que s'ils permettent d'évaluer une marge de sécurité systématiquement obtenue.

8.7.2. — Détermination des armatures passives.

\* Pour les pièces préfabriquées les plus courantes, en té renversé ou double-té, dans lesquelles les armatures de précontrainte sont implantées pour la plupart dans le talon, l'étude de la régularisation des contraintes dans les deux plans d'étalement permet de définir les armatures transversales nécessaires pour assurer les coutures de liaison à prévoir : d'une part à travers le plan horizontal de jonction de l'âme au talon, d'autre part dans les deux plans verticaux, de jonction des ailes du talon à l'âme. Dans ce dernier cas, la force de précontrainte à considérer dans chaque débord du talon est celle apportée par les armatures de précontrainte situées hors de l'armature transversale d'âme.

\*\* Une telle exception doit être basée sur des résultats expérimentaux probants.

\*\*\* Toutefois, dans le cas de pièces préfabriquées précontraintes par pré-tension munies de blochets d'extrémité, ce pourcentage minimal peut être réduit à 0,2 % sur la longueur de ces derniers; cette valeur réduite de 0,2 % peut également être retenue pour des poutres à section rectangulaire.

8.7.3. — Dispositions constructives.

\* Ces épaisissements sont à différencier des montants d'appui qui peuvent être de largeur réduite.

\*\* Des goussets de raccordement à la section courante sont prévus de façon à assurer une répartition progressive du flux de précontrainte.

d) Il convient, dans les projets, de dimensionner les pièces de manière à ce que la mise en place du béton dans l'enchevêtrement des armatures soit possible\*\*\*\*.

e) Lorsque l'armature de précontrainte présente un tracé général courbe, un élément rectiligne de longueur suffisante doit être prévu derrière le corps d'ancrage.

f) Lorsque le corps d'ancrage est extérieur, sa face d'appui doit être rigoureusement plane et perpendiculaire à l'axe de l'armature.

g) Lorsque le corps d'ancrage est noyé dans le béton, il y a lieu de frotter ce béton d'enrobage\*\*\*\*\*.

#### Article 8.7. — Dispositions dans le cas de la pré-tension\*.

##### 8.7.1. — Contraintes limites du béton.

Les justifications ne sont en général relatives qu'aux contraintes de cisaillement résultant des efforts internes dus à l'introduction de la précontrainte (voir annexe 4).

##### 8.7.2. — Détermination des armatures passives.

a) Des armatures assurent la résistance des pièces dans toutes les zones où des contraintes de traction et des contraintes tangentes dues à l'introduction des forces de précontrainte prennent naissance\*. Ces armatures ne s'ajoutent à celles résultant des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (chapitre 7) que dans la limite de la règle de cumul donnée en annexe 4.

En outre, sauf exception dûment justifiée\*\*, des armatures passives, de façonnage approprié et convenablement ancrées, sont disposées dans la zone de scellement des armatures afin d'équilibrer les efforts d'éclatement.

##### b) Pourcentage minimal.

La règle de pourcentage minimal fixée en 8.6.2.b est également applicable aux pièces précontraintes par pré-tension\*\*\*, la longueur de la zone de régularisation des contraintes étant celle définie en 8.4.12.

##### 8.7.3. — Dispositions constructives.

a) Si des épaissements locaux des pièces sont nécessaires aux abouts pour assurer l'établissement de la précontrainte\*, ils doivent régner sur une longueur au moins égale à celle de la zone de régularisation des contraintes\*\* définie en 8.4.12.

b) Les armatures transversales doivent enserrer l'ensemble des armatures de précontrainte, être menées jusqu'au voisinage immédiat des parements des pièces et être convenablement ancrées.

\*\*\* Les frettes hélicoïdales, enserrant complètement les armatures de précontrainte sont particulièrement efficaces.

c) Les frettages doivent enserrer efficacement les masses de béton soumises aux efforts d'éclatement\*\*\*.

d) L'implantation des armatures de précontrainte ainsi que les dispositions de frettage doivent être adaptées aux profils des pièces. Les risques de fendage des pièces minces font l'objet de justifications spéciales.

e) Le mode opératoire de relâchement des armatures de précontrainte doit être tel qu'il n'altère pas la longueur de scellement escomptée dans les calculs et que la succession des opérations n'introduise pas d'efforts parasites temporaires non pris en compte.

CHAPITRE 9.

DALLES

Article 9.1. — *Domaine d'application.*

\* *Dans les autres cas, on peut s'inspirer de ces dispositions, mais on doit procéder aux adaptations nécessaires le cas échéant. Il en est de même de certaines dalles de forme en plan très complexe.*

\*\* *Dans les poutres-dalles rectangulaires ou peu biaises, les moments fléchissants les plus grands présentent une direction constante parallèle aux bords libres.*

\*\*\* *Pour la plupart des hourdis et des dalles des bâtiments respectivement, l'annexe 11 B fournit des règles simplifiées pour l'application des dispositions du présent chapitre.*

*On trouve en outre, dans l'annexe 11 B des indications pour la justification des dalles en console, des planchers-dalles et des planchers-champignons.*

*Les dalles associées à des poutres et supportant donc certains efforts appliqués dans leur plan, provenant de la flexion générale et de la précontrainte éventuelle de ces poutres, peuvent être justifiées en application du présent chapitre, moyennant certaines adaptations de celui-ci, notamment prise en compte d'efforts normaux supplémentaires variables (cf. annexe 11 B).*

Article 9.2. — *Calcul des sollicitations.*

CHAPITRE 9.

DALLES

Article 9.1. — Domaine d'application.

Les prescriptions du présent chapitre s'appliquent à des dalles pleines, homogènes, isotropes et d'épaisseur constante\*.

Ces dalles sont soumises à des charges extérieures perpendiculaires à leur plan (ou feuillet) moyen.

On désigne conventionnellement dans la présente instruction :

- poutres-dalles, les plaques présentant deux bords libres parallèles ou sensiblement parallèles, distants d'au moins trois fois leur épaisseur\*\* ;
- hourdis, les plaques telles par exemple que les hourdis de ponts, appuyées sur la totalité ou la quasi-totalité de leur pourtour et soumises à l'action de charges concentrées et mobiles importantes ;
- dalles des bâtiments, les plaques soumises principalement à l'action de charges réparties\*\*\*.

Conventionnellement, dans le présent chapitre, on appelle « verticale » la direction perpendiculaire au plan moyen, et « horizontale » toute direction parallèle au plan moyen.

Article 9.2. — Calcul des sollicitations.

9.2.1. — Dans tout le présent chapitre, les expressions « moment fléchissant », « moment de torsion » et « effort tranchant » désignent les densités réparties sur la section résistante à laquelle l'effort considéré est appliqué.

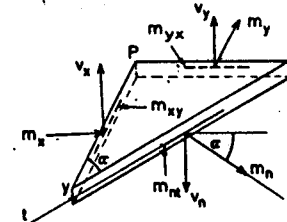
Par convention, la « direction d'un moment » est la direction des contraintes qu'il engendre.

L'expression « effort de compression » désigne également une densité d'effort et est définie comme la contrainte normale moyenne sur toute l'épaisseur de la dalle, multipliée par la dite épaisseur.

9.2.2.

\* Un problème pratique consiste à évaluer, pour un cas de charge donné, le moment fléchissant  $m_n$ , le moment de torsion  $m_m$  et l'effort tranchant  $v_n$  agissant sur une section oblique (cf. figure ci-dessous) faisant l'angle  $\alpha$  avec l'axe  $P_y$ , des deux sections orthogonales  $P_x, P_y$  auxquelles sont appliqués respectivement  $m_x, m_{xy}, v_x$  et  $m_y, m_{yx}, v_y$ .

Ce calcul peut être conduit grâce aux relations suivantes :



- (1)  $m_{xy} = m_{yx}$
- (2)  $m_n = m_x \cos^2 \alpha + m_y \sin^2 \alpha + m_{xy} \sin 2\alpha$
- (3)  $m_m = m_{xy} \cos 2\alpha - \frac{m_x - m_y}{2} \sin 2\alpha$
- (4)  $v_n = v_x \cos \alpha + v_y \sin \alpha$

La direction d'un moment est celle des contraintes qu'il engendre

La relation (2) reste également valable pour les efforts de compression moyennant adaptation de notations.

L'angle  $\alpha_0$  définissant par rapport à  $P_y$  la direction de chacune des deux sections perpendiculaires entre elles sur lesquelles s'exercent les moments fléchissants principaux est défini par :

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = \frac{2m_{xy}}{m_x - m_y}$$

En d'autres termes, en un point quelconque d'une dalle, un état de flexion, d'effort tranchant et de compression peut être décrit sous forme respectivement d'un tenseur de flexion, d'un vecteur d'effort tranchant et d'un tenseur de compression.

\*\* Le marché peut, en fonction de la structure étudiée, donner des règles complémentaires concernant les cas de charge à considérer.

Il peut s'agir, par exemple :

- de préciser les charges d'exploitation des ponts-routes dans la mesure où la charge  $A(\ell)$  définie au titre II du Fascicule 61 en fonction de lignes d'influence, reste à définir en fonction de surfaces d'influence ;
- de prescrire divers états de flexion à considérer ;
- de fixer des coefficients de majoration spéciaux à appliquer aux sollicitations considérées, de manière à se prémunir contre les effets de cas de charges non considérés.

\*\*\* Dans le cas où pour certaines dalles de forme complexe, la direction et éventuellement la grandeur des efforts principaux ne seraient pas connues avec précision sur l'ensemble de ces dalles ou sur certaines de leurs parties, il peut y avoir lieu de prendre en compte, dans la justification, certains écarts par rapport à la direction évaluée et éventuellement à la grandeur évaluée.

9.2.2. — En règle générale, on calcule la distribution des moments et des efforts tranchants sur toute la dalle pour un certain nombre de cas de charges extérieures\*. Ces cas, dits « états de flexion », sont choisis de façon à représenter suffisamment tous les cas de charge possibles pour qu'aucun des cas exclus ne puisse, dans aucune partie de la dalle, quelle que soit la face ou la direction considérée, être sensiblement plus défavorable que les cas de charges retenus\*\*.

Chaque distribution des efforts doit être déterminée avec une finesse suffisante\*\*\*

9.2.3.

\* De façon générale, les méthodes de l'élasticité conduisent à l'évaluation directe des efforts locaux, alors que la considération de bandes porteuses donne directement les seuls efforts généraux. Dans certains cas, lorsque la configuration des efforts est bien connue, on peut en s'appuyant sur des études antérieures probantes, expérimentales ou non, évaluer les efforts locaux par une majoration des efforts généraux, ou n'effectuer les vérifications que sous l'une ou l'autre de ces catégories d'efforts.

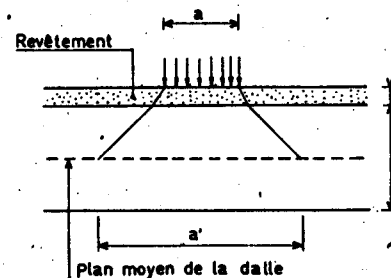
L'attention est attirée sur le fait que la précontrainte est une action : les mêmes schémas statiques doivent donc être pris en compte pour les effets des charges et de la précontrainte, notamment lorsque le calcul est mené en considérant des bandes porteuses.

La méthode des lignes de rupture peut être également utilisée, essentiellement pour les justifications aux états-limites ultimes; elle est toutefois d'un usage difficile sauf dans le cas de tracé de précontrainte rectiligne dans une dalle d'épaisseur constante.

\*\* Ces soulèvements peuvent être soit évités par des dispositifs d'ancrage appropriés, présentant une marge de sécurité élevée à la rupture, soit acceptés moyennant prise en compte de l'annulation de ces réactions d'appui et de l'évaluation correcte des efforts qui en résultent.

9.2.4. — Étalement, sur le plan moyen de la dalle, des charges appliquées.

\* La présente prescription peut être représentée par le croquis ci-après :



$$a' = a + h + \xi \cdot e$$

avec :

$$\xi = \begin{cases} 2 & \text{pour le béton;} \\ 3/2 & \text{pour un revêtement noir;} \\ & \text{à déterminer pour d'autres matériaux.} \end{cases}$$

9.2.3. — Les méthodes de calcul des efforts utilisées découlent généralement de la théorie de l'élasticité, pourvu qu'elles satisfassent aux conditions qui précèdent ainsi qu'aux conditions de validité qui leur sont propres. Elles peuvent être basées sur la considération de « bandes porteuses » toujours sous les mêmes conditions et pourvu que des justifications théoriques ou expérimentales puissent être fournies afin de s'assurer d'une compatibilité convenable des déformations des différentes bandes\*.

Il est tenu compte des tendances éventuelles de certains points d'appui à se soulever, sous la superposition des efforts de la précontrainte et de ceux des charges appliquées\*\*.

Il y a lieu de tenir compte le cas échéant dans le calcul des efforts des prescriptions de l'article 9.2., paragraphes 4 à 7 ci-après.

9.2.4. — Étalement, sur le plan moyen de la dalle, des charges appliquées.

On admet qu'une charge, appliquée à la surface d'une dalle, agit uniformément sur une aire du plan moyen, dont le contour est parallèle à la projection sur le plan moyen du contour contenant la charge, et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle.

Si une charge localisée est appliquée à la surface d'un revêtement de la dalle, 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 ou autres enrobés par exemple).

Lorsqu'une dalle est recouverte d'un remblai, on peut appliquer une règle semblable, le rapport entre la distance entre contours et l'épaisseur du remblai étant à déterminer en fonction de la nature du remblai\*.

9.2.5. — On admet que la fissuration — si celle-ci existe — ne modifie pas de façon notable la distribution des efforts internes dans la dalle pourvu que les tractions qui s'y développent ne soient pas trop importantes.

9.2.6.

\* Les simplifications de calcul qu'on trouve en annexe 11 B pour les hourdis soumis à des charges extérieures de signe invariable et pour les dalles des bâtiments ne dispensent pas de l'application du présent alinéa.

\*\* Une telle résistance est nécessaire pour équilibrer les poussées dues à un effet de voûte, lorsque les armatures formant tirant sont implantées, au moins en partie, hors de l'aplomb de la charge, de part et d'autre de celle-ci : c'est notamment le cas pour les dalles appuyées sur leurs quatre bords lorsque les armatures de précontrainte sont concentrées dans les éléments porteurs. Il y a lieu de ne recourir à cette disposition qu'avec prudence, des justifications expérimentales étant nécessaires pour déterminer l'élançement maximal admissible pour les dalles, dans de tels cas.

9.2.7. — Effet de la déformation transversale du béton. Coefficient de Poisson.

\* En un point quelconque d'une dalle, il peut être admis la relation simple suivante entre les moments fléchissants principaux  $M_x$  et  $M_y$ , dus aux charges extérieures et à la précontrainte :

$$(M_y)_{v \neq 0} = (M_y)_{v=0} + kv(M_x)_{v=0}$$

Dans cette relation,  $v$  désigne le coefficient de Poisson,  $(M_y)_{v=0}$  et  $(M_x)_{v=0}$  les valeurs déterminées de  $M_y$  et  $M_x$  en supposant nul le coefficient de Poisson, le coefficient  $k$  compris entre 0 et 1 dépend des conditions de liaison de la dalle avec ses appuis.

Dans une poutre-dalle rectangulaire ou peu biaise,  $k$  peut, selon la pratique courante, être pris égal au rapport de la largeur à la portée étudiée de la dalle, si ce rapport est inférieur à 1, et à 1 dans le cas contraire.

Article 9.3. — Moments fléchissants généraux et locaux.

9.3.1. — Direction mécanique principale. Zone à répartition régulière des efforts.

\* La prise en compte dans l'ensemble du présent article des moments dus à la précontrainte, simultanément avec ceux dus aux charges extérieures est possible.

Cependant, cette prise en compte est souvent délicate en raison de la faiblesse des différences entre ces moments de signes opposés : il risque d'en résulter des directions irrégulières et sans grande signification physique, des directions principales de tenseurs de flexion.

L'attention est attirée sur le fait que la direction mécanique principale ainsi définie peut être différente de la direction des contraintes normales principales développées par les moments fléchissants des charges extérieures et par les effets de la précontrainte.

\*\* Dans le choix de cette direction, sauf dans les cas simples visés au dernier alinéa de l'article 9.3.1., les moments sur appuis sont de direction trop variable pour pouvoir être pris en considération. On a donc seulement à comparer entre eux les moments maximaux dans les différentes travées.



9.2.6. — Pour le calcul des hourdis et des dalles des bâtiments, il est tenu compte, le cas échéant, des efforts supplémentaires dus à la dénivellation des poutres porteuses\*.

Pour les hourdis bordés par des pièces présentant une rigidité élevée dans le sens horizontal, il peut être tenu compte de l'effet favorable de la résistance des pièces à un effort horizontal éventuel, pour les effets des charges concentrées exclusivement, mais sous condition de s'appuyer pour cela sur des vérifications expérimentales probantes\*\*.

9.2.7. — Effet de la déformation transversale du béton. Coefficient de Poisson.

Il est tenu compte de la déformation transversale du béton dans le calcul des moments fléchissants dans les dalles en faisant intervenir le coefficient de Poisson fixé à l'article 2.1.6.\*.

Le coefficient de Poisson peut être pris égal à zéro, soit dans toute justification vis-à-vis des états-limites ultimes, soit lorsqu'il est prévu, dans une direction au moins, une justification en classe III vis-à-vis des états-limites de service.

Article 9.3. — Moments fléchissants généraux et locaux.

9.3.1. — Direction mécanique principale. Zone à répartition régulière des efforts.

Lorsque la forme d'une dalle et la configuration de ses appuis sont relativement simples et que sous une charge extérieure\* uniforme la distribution des moments principaux dans chacune de ses travées, zones d'appuis exclues, est de direction à peu près uniforme, on détermine pour cette travée une direction mécanique principale. Par définition, cette direction est la perpendiculaire à la section sur laquelle, en moyenne pour toute la largeur de dalle comprise entre les lignes d'appuis ou bords libres, s'exercent les plus grands moments fléchissants en travées dus aux charges extérieures uniformes; cette direction doit être appréciée à  $\pm 10$  grades près. Par définition, la portée mécanique est mesurée, entre lignes d'appui, dans la travée où se trouve cette section, suivant la direction mécanique principale\*\*.

\*\*\* Certaines dalles de forme complexe (par exemple ponts-dalles courbes ou en Y), les ponts-dalles à biais prononcé de plus de trois travées successives, ou de grande largeur par rapport à leur portée droite, entrent dans le domaine d'application de cet alinéa.

On trouve à l'annexe II A, l'illustration de la notion de direction mécanique principale et de portée mécanique dans un certain nombre de configurations de dalles plus ou moins courantes.

Article 9.4. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales.

\* Il est rappelé que les efforts en un point quelconque d'une dalle peuvent être décrits par : (cf. commentaire\* de l'article 9.2.2.)

- un tenseur de flexion;
- un tenseur d'effort normal;
- un vecteur d'effort tranchant.

\*\* L'effort normal de compression de précontrainte dévie de façon très sensible les directions principales du tenseur des contraintes par rapport à la direction mécanique principale définie à l'article 9.3. Cependant, dans les zones à répartition régulière des efforts, ces tenseurs conservent des directions principales plus ou moins uniformes.

9.4.1. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales aux états-limites de service.

9.4.1.1. — Dans les zones à répartition régulière des efforts.

Lorsque la forme d'une dalle, la configuration de ses appuis, ou la distribution des moments principaux ne satisfont pas aux conditions ci-dessus, on détermine plusieurs directions mécaniques principales pour les différentes parties de la dalle\*\*\*.

Les zones dans lesquelles la distribution des moments principaux est de direction à peu près uniforme sous charges extérieures réparties sont appelées zones à répartition régulière des efforts.

Toutefois, dans certains cas simples tels que ceux des poutres ou des dalles supérieures des portiques, assimilés à une poutre pour le calcul des efforts longitudinaux, le marché peut prescrire de considérer les zones au droit et au voisinage des appuis comme faisant partie de la zone à répartition régulière des efforts.

### 9.3.2. — Moments fléchissants généraux et locaux.

Par définition, le moment fléchissant général agissant sur une section centrée sur un point étudié, pour un état de flexion donné, est la moyenne des moments fléchissants unitaires appliqués au plan de la section considérée, sur une largeur égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- le tiers de la portée mécanique;
- la portée ou la largeur totale de la dalle, dans la direction perpendiculaire à la direction mécanique principale.

On définit, de la même façon, le moment fléchissant local, en prenant en compte une largeur égale à deux fois l'épaisseur de la dalle.

### Article 9.4. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales.

On calcule, sous sollicitations de service et ultimes, la distribution des efforts dus à l'effet combiné des moments et des forces de compression extérieures et de précontrainte\*.

A l'état-limite de service, on en déduit le tenseur des contraintes sur chaque face de la dalle\*\*.

De façon générale, il s'agit de limiter, au droit de chaque point étudié du plan moyen de la dalle, les justifications à certaines directions considérées comme les plus critiques et, pour chacune de celles-ci, à certaines sollicitations qui correspondent soit à des moments fléchissants généraux soit à des moments fléchissants locaux.

#### 9.4.1. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales aux états-limites de service.

Les vérifications sont à effectuer conformément aux règles de l'article 6.1.2.

On procède aux justifications vis-à-vis des contraintes normales de la façon suivante :

##### 9.4.1.1. — Dans les zones à répartition régulière des efforts.

Les sections justifiées sont :

- les sections perpendiculaires aux directions des armatures de précontrainte;

\* Une dalle ou une partie de dalle est dite à simple précontrainte en tout point où les deux conditions suivantes sont simultanément satisfaites :

- le rapport des deux efforts principaux de compression est au moins égal à 20.
- aucune armature de précontrainte ne s'écarte de plus de 20 degrés de la direction du plus grand effort de compression principal.

Elle est dite à double précontrainte dans les autres cas.

\*\* Il s'agit de l'article A.4.5. du B.A.E.L.

\*\*\* Parmi ces cas spéciaux, on peut citer les chargements fortement concentrés.

\*\*\*\* Les justifications sous l'effet des moments fléchissants locaux selon les classes I ou II ne sont à faire qu'exceptionnellement et suivant les prescriptions du marché. L'attention est attirée sur le fait qu'une telle justification peut entraîner un surdimensionnement affectant l'ensemble de l'ouvrage.

#### 9.4.1.2. — En dehors des zones à répartition régulière des efforts.

\* Les raisons du choix de la classe III sont celles signalées au commentaire\*\*\*\* de l'article 9.4.1.1.

#### 9.4.2. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales aux états-limites ultimes.

\* Les vérifications demandées dans les directions prescrites permettent de s'assurer de la résistance de la majorité des dalles courantes. Dans le cas de dalles de forme complexe, il se peut que d'autres directions soient plus défavorables : on se référera alors aux relations données dans l'annexe II A qui permettent de dimensionner les armatures passives assurant la résistance de la dalle au point considéré et quelle que soit la direction envisagée.

Dans le cas d'une double précontrainte, et lorsque l'angle aigu formé par les deux directions des câbles est compris entre 80 et 100 degrés, on peut limiter les justifications aux seules sections perpendiculaires aux câbles.

- les sections perpendiculaires à la direction mécanique principale dans le cas d'une simple précontrainte\*;
- les sections perpendiculaires et parallèles à la direction mécanique principale dans le cas d'une double précontrainte\*.

Les vérifications sont à effectuer sous l'effet des moments fléchissants généraux et selon la classe fixée par le marché.

Dans le cas d'une simple précontrainte, les sections parallèles aux armatures de précontrainte et à la direction mécanique principale sont à justifier selon les règles du B.A.E.L.\*\*.

Dans certains cas\*\*\*, il peut y avoir lieu de procéder aux justifications sous l'effet des moments fléchissants locaux. Elles sont à effectuer en classe III, sauf prescription contraire du marché\*\*\*\*.

Sous l'effet des moments fléchissants locaux, les contraintes limites de compression du béton sont portées aux valeurs suivantes :

- $0,6 f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons quasi-permanentes;
- $0,7 f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons rares;
- $0,7 f_{cj}$  en cours d'exécution.

9.4.12. — En dehors des zones à répartition régulière des efforts.

Les sections justifiées sont, en tout point et pour tout état de flexion, les sections perpendiculaires aux armatures de précontrainte.

Les justifications sont à effectuer sous l'effet des moments fléchissants locaux et en classe III, sauf prescription contraire du marché\*.

Dans le cas d'une simple précontrainte, les sections parallèles aux armatures de précontrainte sont à justifier selon les règles du B.A.E.L., sous l'effet des moments fléchissants locaux. L'état-limite d'ouverture des fissures est celui pour lequel la fissuration est considérée comme peu nuisible, sauf prescriptions contraires du marché. Ces règles sont également applicables à deux sections quelconques orthogonales entre elles dans les zones justifiables du B.A.E.L. (angles aigus des dalles très biaisées, par exemple).

9.4.2. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales aux états-limites ultimes.

Ces justifications sont effectuées selon l'article 6.3. en situation d'exploitation. Des calculs similaires sont à effectuer pour les phases d'exécution, lorsque les calculs faits précédemment aux états-limites de service n'impliquent pas de façon évidente la stabilité et la résistance vis-à-vis des états-limites ultimes au cours de ces phases.

Les sections justifiées sont les sections perpendiculaires et parallèles aux armatures de précontrainte\*.

Dans le cas d'une simple précontrainte, il y a lieu de justifier les sections parallèles aux armatures de précontrainte conformément à l'article A.4.3. du B.A.E.L.

\*\* Sous l'effet des moments fléchissants locaux, il est loisible de réduire le coefficient  $\gamma_b$  dans le calcul de la contrainte limite de compression du béton en tenant compte d'un effet d'auto-frettage dans la masse du béton, sans toutefois descendre en dessous de 1,2.

9.4.2. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales à l'état-limite de fatigue.

Article 9.5. — Règles relatives aux armatures passives.

\* Dans le cas d'une simple précontrainte, les sections parallèles aux armatures de précontrainte sont à justifier selon les règles du B.A.E.L.

Pour le dimensionnement des armatures passives, afin de satisfaire l'équilibre mécanique des sections fissurées, il est loisible d'appliquer les formules exposées dans l'annexe II A.

Article 9.6. — Justification vis-à-vis des efforts tranchants réduits.

\* Dans la plupart des dalles précontraintes, la résistance du béton est presque partout surabondante, et les armatures verticales de fixation des armatures de précontrainte suffisantes, pour assurer la résistance aux efforts tranchants. Les justifications peuvent donc généralement être limitées aux zones d'appui et aux autres zones soumises à des efforts concentrés.

Dans les zones à répartition régulière des efforts, les justifications sont effectuées sous l'effet des moments fléchissants généraux; en dehors de ces zones, les justifications sont effectuées sous l'effet des moments fléchissants locaux\*\*.

9.4.3. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales à l'état-limite de fatigue.

Ces justifications sont effectuées conformément aux conditions prévues à l'article 6.5. et sur prescription du marché. Les sections justifiées sont perpendiculaires aux armatures.

Les vérifications sont effectuées sous l'effet des moments fléchissants locaux.

Article 9.5. — Règles relatives aux armatures passives.

Les règles de l'article 6.1.3. sont applicables aux armatures passives disposées parallèlement aux armatures de précontrainte. Dans le cas d'une simple précontrainte, les armatures passives faisant un angle  $\alpha$  avec la direction des armatures de précontrainte doivent avoir une section minimale  $A_s$  telle que la quantité  $A_s \sin^2 \alpha$  satisfasse les conditions de l'article 6.1.3. et le cas échéant la condition de non-fragilité prescrite par l'article A.4.2. du B.A.E.L.\*.

Article 9.6. — Justification vis-à-vis des efforts tranchants réduits\*.

Les justifications à fournir concernent exclusivement les sollicitations ultimes, toutefois, on ne prend en compte aucune surtension des armatures de précontrainte pouvant résulter de la fissuration du béton, sauf en ce qui concerne les étriers actifs éventuels.

9.6.1. — Efforts tranchants réduits d'ensemble.

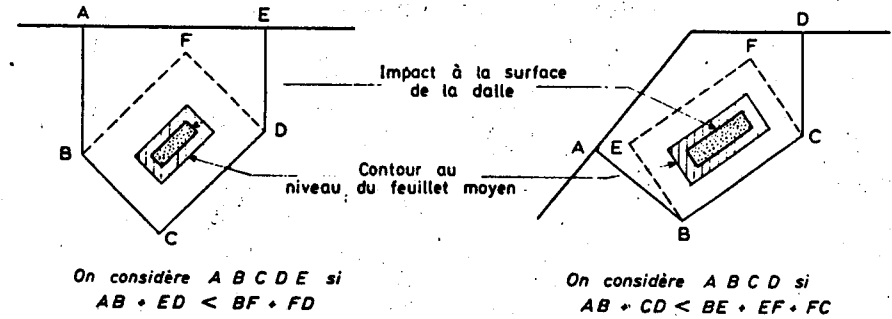
On calcule, selon l'article 9.2.3., la distribution des efforts tranchants dus aux charges extérieures et aux effets de la précontrainte, pour chacun des états de flexion étudiés, appelés efforts tranchants réduits d'ensemble.

Au voisinage des zones soumises à des charges concentrées, et des zones d'appuis discontinus, les efforts tranchants pris en compte sont les valeurs moyennes calculées sur une largeur égale à deux fois l'épaisseur de la dalle.

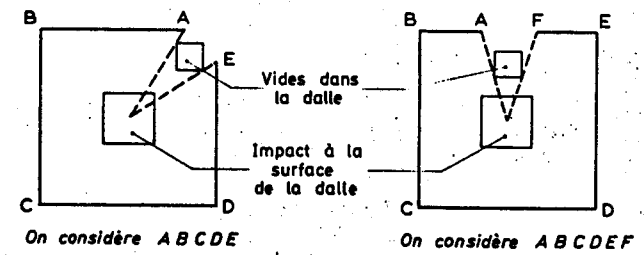
9.6.2. — Efforts tranchants réduits de poinçonnement.

\* Les cas non courants sont ici, outre ceux de dalles élégées ou fortement anisotropes, etc..., auxquelles le présent texte n'est pas applicable sans adaptations, ceux de dalles à simple précontrainte (la précontrainte introduisant alors une certaine anisotropie) soumises à des cisaillements de poinçonnement très élevés, ceux de certaines dalles à travées solidaires très mal équilibrées (la répartition des cisaillements autour des appareils d'appui est alors inégale, avec prépondérance du côté de la grande travée), et ceux de certaines dalles de formes complexes.

\*\* Les figures ci-dessous donnent des exemples de forces localisées à proximité des bords de la dalle.



Dans le cas où des vides sont prévus dans la dalle, on considère des périmètres réduits comme indiquent les deux exemples suivants :



\*\*\* Dans les cas courants, il convient de considérer des contours intermédiaires de façon à réduire progressivement les efforts tranchants réduits de poinçonnement évalués sur ces contours. On s'arrête au contour extrême où, éventuellement, l'effort tranchant réduit de poinçonnement est égal à l'effort tranchant réduit d'ensemble.

## 9.6.2. — Efforts tranchants réduits de poinçonnement.

Dans les cas courants\*, il est loisible de substituer au calcul des efforts tranchants prescrit au 2<sup>e</sup> alinéa de l'article 9.6.1. un calcul approché, dit calcul des efforts tranchants réduits de poinçonnement. Ce calcul est fait sur des contours parallèles entourant les charges localisées (réactions des appareils d'appui et s'il y a lieu autres charges extérieures); le premier contour à considérer résulte des prescriptions de l'article 9.2.4. A proximité des bords de la dalle, on remplace certaines parties de ces contours par des perpendiculaires aux bords des dalles lorsqu'il en résulte une réduction de leur longueur développée (cf. figure ci-contre)\*\*.

On admet ensuite qu'au droit de ce contour et de tout contour parallèle extérieur s'exerce un effort tranchant réduit de poinçonnement égal au quotient par la longueur développée du contour, de la charge localisée, augmentée des charges réparties intérieures au contour et de la composante verticale des forces des armatures de précontrainte traversant ce contour, tous ces efforts étant déterminés en fonction des valeurs de calcul ultimes.

Les charges localisées prises en compte contiennent, le cas échéant, les réactions d'appui hyperstatiques de précontrainte.

Les contours incluent une seule charge ou plusieurs, de manière à faire apparaître l'effort tranchant réduit de poinçonnement le plus défavorable.

L'effort tranchant réduit ainsi déterminé en tout point est considéré comme appliqué dans le plan vertical tangent au contour qui passe au point étudié\*\*\*.

## 9.6.3. — Détermination des contraintes tangentées.

\* Les contraintes tangentées s'expriment donc à partir des efforts tranchants réduits  $V_{red,u}$  par la formule :

$$\tau_{red,u} = \frac{1,5}{h} V_{red,u}$$

$h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

## 9.6.4. — Justifications.

## 9.6.41. — Justification des armatures d'effort tranchant.

\* Ces conditions supposent que les règles du présent texte, relatives aux armatures passives sont respectées sans autre dérogation que celles prévues à l'annexe II B en ce qui concerne les hourdis.

\*\* Les armatures prévues le long des bords libres sont importantes et ont pour objet d'empêcher tout effet de déchirure.

## 9.6.42. — Justification du béton avec armatures d'effort tranchant.

\* Aucune règle n'est donnée pour  $h < 0,15$  m, étant donné que les éléments minces ne comportent usuellement pas d'armatures d'effort tranchant.

D'autre part, pour les éléments d'épaisseur comprise entre 0,15 et 0,30 m, il convient de n'utiliser que de petits diamètres pour les armatures d'effort tranchant qui pourraient être (éventuellement) localement nécessaires.

## 9.6.3. — Détermination des contraintes tangentés.

A partir des efforts tranchants réduits, on calcule les contraintes tangentés en prenant en compte la section brute du béton et en admettant un comportement élastique de celui-ci\*.

## 9.6.4. — Justifications.

## 9.6.41. — Justification des armatures d'effort tranchant.

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise\* si les conditions suivantes sont remplies :

- la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur;
- la contrainte tangente définie à l'article 9.6.3 est au plus égale à  $0,06 f_{cj}$ .

Toutefois, pour les poutres-dalles, un minimum d'armatures verticales est exigé dans toutes les zones de la dalle. Il est donné par les règles suivantes :

- sur les largeurs égales à  $0,5 h$  à partir des bords libres éventuels, son volume relatif est celui défini à l'article 7.3.22.\*\*;
- sur le reste de la dalle ou partie de dalle considérée, son volume relatif est obtenu par la même règle, mais en remplaçant la valeur  $0,6 \text{ MPa}$  indiquée à l'article 7.3.22. par  $0,1 \text{ MPa}$ .

Dans les autres cas, on dimensionne les armatures verticales d'effort tranchant par l'inégalité indiquée pour les poutres à l'article 7.3.22., en remplaçant le terme  $f_{tj}/3$  par  $f_{tj}/2$  dans le second membre.

## 9.6.42. — Justification du béton avec armatures d'effort tranchant.

Lorsque la dalle comporte des armatures verticales d'effort tranchant, les valeurs limites de la contrainte tangente, définie à l'article 9.6.3., sont celles données par les poutres à armatures droites (article 7.3.3.) multipliées par \* :

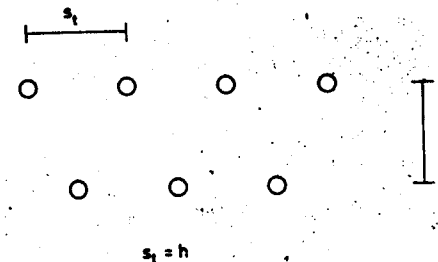
$$\frac{10 h}{3} \text{ si } 0,15 \text{ m} < h < 0,30 \text{ m}$$

$$1 \text{ (unité) si } h \geq 0,30 \text{ m}$$

$h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle en mètres.

## 9.6.43. — Règles diverses communes aux différents cas.

\* La figure ci-dessous donne un exemple d'application des armatures verticales, dans lequel cette condition est strictement satisfaite. Les limitations de l'espacement  $s_t$ , prévues à l'article 7.3.22 sont ici sans objet.



9.6.43. — Règles diverses communes aux différents cas.

Les règles du paragraphe 7.1.3. relatives aux charges voisines des appuis sont applicables aux dalles.

Ne peut être considérée comme munie d'armatures verticales, pour l'application du paragraphe 9.6.42 qu'une dalle ou partie de dalle dans laquelle l'espacement maximum  $s_x$  entre rangées d'étriers, dans deux directions perpendiculaires entre elles, est inférieur à l'épaisseur de la dalle\*.

Les règles des articles 7.4. et 7.5. sont applicables aux dalles.

CHAPITRE 10.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 10.1. — Dimensionnement de détail des pièces.

\* Les tolérances finales à respecter pour le dimensionnement et l'implantation des ouvrages sont fixées par le Fascicule 65.

\*\* Les tractions qui pourraient apparaître proviennent le plus souvent de la flexion locale d'une âme ou d'une membrure, de poussées au vide et de la présence de trous dans une pièce.

Les compressions élevées se produisent généralement à proximité des ancrages ou des armatures de précontrainte.

A titre d'exemple d'instabilité, on peut citer le risque de flambement des ailes de la membrure comprimée d'une pièce grêle.

\*\*\* Ces conditions peuvent conduire à fixer par exemple :

- les épaisseurs d'âmes (des épaissements locaux pouvant s'avérer nécessaires);
- le dessin des goussets de raccordement des âmes aux membrures (leur pente devant permettre un bétonnage facile avec les moyens de mise en œuvre escomptés);
- les dispositions particulières de coffrage à prévoir dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte;
- des dégagements compatibles avec l'encombrement du matériel de mise en tension des armatures;
- des réservations pour fixation et passage de coffrages et échafaudages, sous réserve que ces réservations ne soient pas dommageables pour la qualité des ouvrages.

Article 10.2. — Tracé, position et enrobage des armatures de précontrainte par post-tension.

\* Les armatures et leurs conduits doivent satisfaire aux prescriptions du Fascicule 65 et aux arrêtés d'agrément de ces armatures.

10.2.1. — Tracé des armatures de précontrainte.

\* Les dessins généraux définissant le tracé des armatures de précontrainte doivent être accompagnés dans les zones délicates de dessins de détail représentant à une échelle suffisante la position relative des conduits de précontrainte et des armatures passives à l'intérieur des coffrages.

\*\* Ces conditions peuvent être complétées le cas échéant par des prescriptions particulières figurant au marché.

\*\*\* Elles ne se situent, dans la mesure du possible, que dans un seul plan.

CHAPITRE 10.

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 10.1. — Dimensionnement de détail des pièces.

Le dimensionnement\* d'ensemble des pièces et de leurs assemblages résulte des justifications fournies en application des chapitres 6, 7 et 9, les sollicitations correspondantes étant celles définies à l'article 4.3.

Leur dimensionnement de détail doit être examiné, à tout stade de l'exécution, et en service, de façon à déceler tous les risques d'apparition de traction, de compressions excessives ou d'instabilité\*\*.

Les justifications correspondantes sont définies pour certaines parties des pièces par les articles 6.1,4 et 6.1,5 du chapitre 6, 7.4 et 7.5. du chapitre 7.

Pour les autres parties, on doit justifier que les efforts de traction sont repris par des armatures passives dont la résistance est vérifiée à l'état-limite ultime à l'exception des zones d'ancrage des armatures de précontrainte où les justifications sont menées à l'état-limite de service, conformément aux dispositions du chapitre 8.

Ce dimensionnement de détail doit également être fixé, dans certains cas, en fonction des conditions de mise en œuvre\*\*\*.

Chapitre 10.2. — Tracé, position et enrobage des armatures de précontrainte par post-tension.

Dans le cas de la post-tension, les armatures sont disposées à l'intérieur de conduits, constitués généralement de gaines ou de tubes\*.

10.2.1. — Tracé des armatures de précontrainte\*.

De façon générale, le tracé des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes\*\* :

- les déviations des conduits sont limitées au minimum\*\*\*;
- les rayons de courbure des conduits sont conformes aux valeurs minimales définies dans les arrêtés d'agrément;
- en l'absence de dispositions figurant aux arrêtés d'agrément, les conduits comportent une partie rectiligne au voisinage des ancrages ou des coupleurs, d'une longueur égale ou supérieure à 0,50 m;

\*\*\*\* Les armatures dont les ancrages sont disposés dans des encoches ménagées dans la membrure supérieure des poutres présentent des risques importants d'infiltration d'eau. Des précautions particulières, tel l'emploi d'un mortier à base de résine, doivent donc être prises pour assurer leur cachetage définitif.

De même, le cachetage des ancrages disposés sous l'intrados des poutres est difficile à réaliser. Ces ancrages doivent donc être évités sauf justifications spéciales.

\*\*\*\*\* Des dispositions doivent généralement être prévues pour éviter les dommages dus au gel par suite des risques d'infiltration d'eau à l'intérieur des conduits.

10.2.2. — Position et enrobage des armatures de précontrainte.

10.2.2.1. — Groupement des armatures de précontrainte.

\* Des limitations plus strictes peuvent être nécessaires dans les pièces minces pour respecter les règles de l'article 10.3.2.

\*\* En particulier dans le cas d'un paquet de trois conduits disposés verticalement.



— la disposition des ancrages est telle que les conditions géométriques et mécaniques résultant du chapitre 8 et des arrêtés d'agrément des procédés de précontrainte soient satisfaites.

Elle doit de plus permettre un cachetage facile ainsi qu'une bonne protection de l'armature contre les infiltrations d'eau\*\*\*\*. Dans le cas contraire des précautions particulières doivent être prévues et indiquées sur les dessins d'exécution.

— des événements d'injection, en position correcte et en nombre suffisant, sont prévus et indiqués sur les dessins de câblage\*\*\*\*\*.

10.2.2. — Position et enrobage des armatures de précontrainte.

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

10.2.2.1. — Groupement des armatures de précontrainte.

Le groupement des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes :

— le nombre de conduits dans chaque paquet est limité\* :

— dans le sens horizontal à :

- 2 si  $\varnothing \leq 5$  cm
- 1 si  $\varnothing > 5$  cm

— dans le sens vertical à :

- 3 si  $\varnothing \leq 5$  cm
- 2 si  $5$  cm  $< \varnothing < 10$  cm
- 1 si  $\varnothing \geq 10$  cm

$\varnothing$  désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés;

- la stabilité des paquets de conduits et leur immobilité pendant le bétonnage doivent être soigneusement assurés\*\*;
- la résistance de chaque conduit d'un paquet doit lui permettre de supporter, sans déformation susceptible de gêner l'injection, les efforts provenant des armatures disposées dans les autres conduits du paquet pendant les différentes phases de mise en tension;
- le projet doit être conçu de manière à permettre l'injection simultanée des conduits d'un même paquet.

10.2.22. — Espacement des armatures de précontrainte.

\* Ces conditions visent à assurer une bonne mise en place du béton entre des conduits ou paquets satisfaisant au paragraphe précédent. Elles ne sont toutefois pas toujours suffisantes pour permettre le passage des aiguilles vibrantes. Des cheminées de vibration, de largeur supérieure au diamètre des aiguilles utilisées, doivent alors être prévues.

\*\* L'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton ne résulte pas du simple fait du rapprochement ou du croisement des conduits, mais de l'étendue de la zone dans laquelle les conditions prescrites en section courante ne sont pas satisfaites (en particulier obliquité excessive des conduits créant des sifflets), de l'orientation des conduits par rapport à la verticale et des autres conduits ou armatures passives existant à proximité.

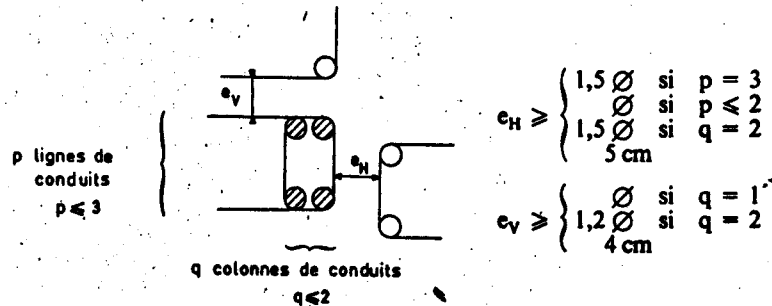
\*\*\* En particulier, dans le cas de la membrure d'une poutre caisson il est recommandé que l'entr'axe de ces armatures satisfasse, hors gousset, aux conditions suivantes :

$$d \geq \begin{cases} 4 \varnothing \\ \frac{F_{po}}{0,6ef_d} \end{cases}$$

$e$  représentant l'épaisseur courante de la membrure et  $F_{po}$  la force de précontrainte à l'origine des armatures.

10.2.22. — Espacement des armatures de précontrainte.

En section courante l'espacement (espacement horizontal :  $e_H$ , espacement vertical  $e_V$ ) des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire aux conditions suivantes\* :



$\varnothing$  désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés.

Dans les zones où les conduits ou paquets se rapprochent ou se croisent, l'étude de relevage des câbles doit être faite de manière à éviter l'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton\*\*. Il n'est néanmoins pas tenu compte, pour la justification de la résistance d'une section, du béton situé entre conduits pour lequel les conditions exigées en section courante ne seraient localement pas satisfaites.

Dans le cas d'une pièce mince comportant des armatures de précontrainte disposées suivant son plan moyen, ces armatures doivent être suffisamment écartées pour éviter le risque de fendage de la pièce\*\*\*.

10.2.23. — Distance des armatures de précontrainte aux parements.

\* Ces conditions visent, comme celle du paragraphe 10.2.22, à assurer une bonne mise en place du béton et, dans le cas des âmes des poutres, à éviter une fissuration le long des conduits.

Elles doivent être adaptées, le cas échéant, pour permettre le passage des aiguilles vibrantes.

Il est d'autre part nécessaire que tout conduit voisin d'un parement puisse être recouvert par une armature passive dont l'enrobage soit suffisant.

\*\* L'attention est attirée sur le fait qu'une protection efficace des ouvrages exposés à une atmosphère agressive ne peut être offerte par le seul respect de l'enrobage prescrit. Il est non moins essentiel que le béton soit suffisamment dosé en ciment et qu'il soit aussi compact 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.

10.2.3. — Coupleurs.

\* Se reporter à l'article 6.1.5.

\*\* La section nette tient compte du vide important correspondant à l'encombrement de l'appareil.

Article 10.3. — Position et enrobage des armatures de précontrainte par pré-tension.

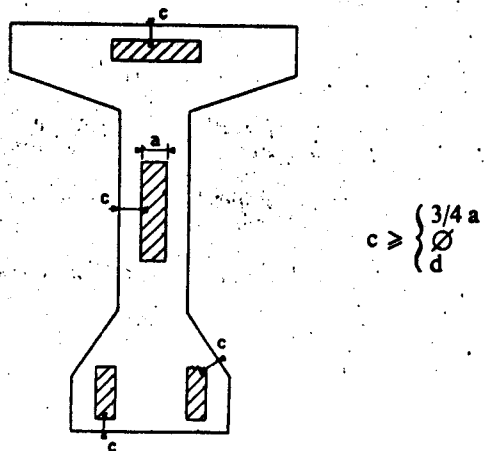
10.3.1. — Groupement des armatures de précontrainte.

\* Un tel groupement a pour effet de modifier sensiblement la longueur de scellement de ces armatures.

Lorsque des armatures de précontrainte de post-tension sont utilisées simultanément avec des armatures de précontrainte de pré-tension, les règles définies à l'article 10.2.21 restent applicables.

10.2.23. — Distance des armatures de précontrainte aux parements.

La distance minimale  $c$  entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire aux conditions ci-après\* :



$a$  désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

Pour les ouvrages courants  $d$  est égal à 4 cm.

Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive,  $d$  est supérieur ou égal à 5 cm\*\*. Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries,  $d$  est égal à 3 cm.

10.2.3. — Coupleurs\*.

En cas d'emploi de coupleurs, ceux-ci doivent être disposés dans des zones dont la section brute est suffisamment surabondante tant vis-à-vis de la flexion que de l'effort tranchant, pour que la section nette\*\* puisse satisfaire aux conditions de résistance exigées en section courante.

Article 10.3. — Position et enrobage des armatures de précontrainte par pré-tension.

10.3.1. — Groupement des armatures de précontrainte.

Les armatures de précontrainte par pré-tension ne doivent pas être groupées en paquets\*.

10.3.2. — Espacement des armatures de précontrainte.

\* Cette règle conduit généralement à l'absence de difficultés de bétonnage pour autant que les distances aux armatures passives respectent les conditions indiquées au chapitre A 7 du B.A.E.L., les armatures de précontrainte étant assimilées à des armatures passives.

10.3.3. — Distance des armatures de précontrainte aux parements.

\* Cette condition vise à assurer un scellement convenable des armatures. Elle n'a donc pas à être prise en compte pour la définition de la zone d'enrobage selon l'article 5.3.

\*\* L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature au parement le plus voisin diminuée du rayon de cette armature.

\*\*\* Pour les bâtiments, il y a lieu de considérer aussi les actions agressives susceptibles de se développer à l'intérieur.

Article 10.4. — Façonnage et enrobage des armatures passives.

10.4.1. — Façonnage des armatures passives.

\* Il est rappelé que les cadres de talon doivent être dimensionnés conformément à l'article 7.3.23.

10.3.2. — Espacement des armatures de précontrainte.

L'entr'axe minimal à prévoir entre les armatures (fils ou torons) ne doit pas être inférieur à trois fois leur diamètre\*.

10.3.3. — Distance des armatures de précontrainte aux parements.

La distance de l'axe de ces armatures au parement le plus proche ne doit pas être inférieure à 2,5 fois leur diamètre\*.

En outre, l'enrobage\*\* doit être au moins égal à :

- 1 cm pour les parements coffrés qui sont situés dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations;
- 3 cm pour les parements coffrés exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, exposés aux condensations, ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide;
- 3 et 4 cm, respectivement, pour les parements non coffrés, dans les cas définis dans les deux alinéas qui précèdent;
- 5 cm, sauf dispositions particulières du marché pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive\*\*\*.

Article 10.4. — Façonnage et enrobage des armatures passives.

10.4.1. — Façonnage des armatures passives.

Dans chaque cours, les armatures transversales doivent former une ceinture continue sur le contour de la pièce, en embrassant les armatures longitudinales.

Les armatures d'âme doivent être ancrées totalement le plus près possible des faces extérieures de la pièce.

Lorsque des transmissions d'efforts doivent être assurées entre deux éléments distincts constitutifs de l'armature transversale, il est nécessaire de prévoir les recouvrements, croisements, ou, d'une manière générale, liaisons mécaniques capables d'assurer de telles transmissions en toute sécurité\*.

Les dessins de façonnage des armatures transversales doivent enfin être étudiés en fonction des conditions de mise en œuvre, notamment pour ce qui concerne la mise en place des armatures de précontrainte.

10.4.2. — Enrobage des armatures passives.

\* L'enrobage d'une barre est défini en commentaire\* de l'article A.7.1. du B.A.E.L.

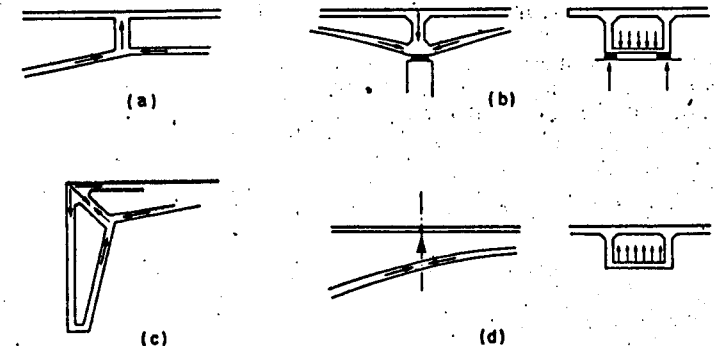
Article 10.5. — Poussées au vide.

10.5.1. — \*Un premier exemple est donné par la déviation de la membrure d'une poutre comportant un gousset rectiligne (a).

Un deuxième exemple est donné par la flexion verticale de la membrure inférieure d'une poutre tubulaire au droit d'appuis disposés dans le plan des âmes (b).

Un troisième exemple est donné par l'angle supérieur d'un portique (c).

La courbure de la membrure inférieure d'une poutre de hauteur variable fournit un quatrième exemple (d).



10.4.2. — Enrobage des armatures passives.

L'enrobage\* de toute armature doit être au moins égal à :

- 1 cm pour les parements qui sont situés dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations;
- 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;
- 3 cm pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives;
- 4 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

Les enrobages minimaux résultant des prescriptions de l'article A.7.2. du B.A.E.L. doivent être également respectés.

Article 10.5. — Poussées au vide.

Certains éléments d'une pièce peuvent être soumis à des poussées au vide provenant de la déviation angulaire ou de la courbure :

- de membrures;
- d'armatures de précontrainte;
- d'armatures passives.

10.5.1. — Les poussées au vide de membrures\* doivent être généralement équilibrées par des entretoises ou des montants d'appui disposés au droit des déviations ou par des armatures passives transversales disposées dans la zone courbe.

Les trois premiers exemples nécessitent le plus souvent la présence d'entretoises comprimées en (a) et (c) et tendues en (b). Pour le quatrième exemple des armatures passives de renfort peuvent être nécessaires pour assurer la résistance à la flexion de la membrure inférieure.

Il importe toutefois d'avoir présent à l'esprit que dans les constructions en béton précontraint les efforts peuvent changer de sens sous charge minimale et sous charge maximale et qu'en conséquence les membrures comprimées des exemples précédents peuvent parfois être tendues, sous certains cas de charge et vice-versa.

10.5.2. — \* La poussée au vide est calculée en supposant les armatures de précontrainte tendues à leur valeur caractéristique maximale  $P_1$  (définie à l'article 4.1.31.), à tout âge et compte tenu des pertes correspondantes.

\*\* Les armatures passives sont disposées de manière à enserrer, autant que possible, la masse de béton, que les armatures de précontrainte seraient susceptibles d'entraîner si l'éclatement se produisait.

\*\*\* Quand les armatures de précontrainte sont disposées dans le plan médian d'une membrure comprimée courbe, il y a lieu de tenir compte de la courbure de la membrure dont la poussée au vide vient en déduction de celle des armatures de précontrainte.

Dans les zones de forte courbure des armatures de précontrainte, la résistance du béton peut être améliorée par frettage.

\*\*\*\* Des déviations et des courbures parasites peuvent se produire en particulier au droit des joints de construction.

Elles sont particulièrement dangereuses dans le cas de pièces minces comportant des armatures disposées dans leur plan médian.

10.5.2. — Les poussées au vide dues à des armatures de précontrainte\* doivent être équilibrées par des armatures passives\*\* et éventuellement par la compression du béton\*\*\*.

Il y a lieu d'éviter, par la conception du câblage et par les précautions prises pour sa réalisation, les déviations et courbures parasites à proximité des parements risquant de provoquer l'éclatement du béton\*\*\*\*.

10.5.3. — Les courbures des armatures passives conduisant à des poussées au vide doivent être évitées dans la mesure du possible en recourant au croisement d'armatures droites.

Lorsque de telles poussées au vide ne peuvent être évitées, les armatures doivent être attachées par des ligatures normales à elles et les embrassant, et ancrées d'autre part dans la masse du béton.

Article 10.6. — *Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre.*

*\* Cette prescription s'applique en particulier aux croisées de poutres, pour lesquelles l'ensemble des suspentes doit équilibrer la réaction mutuelle d'appui.*

*Les suspentes peuvent dans ce cas être constituées par des armatures d'âme supplémentaires de la poutre la plus haute (en général la poutre porteuse) disposées dans le volume commun aux deux poutres ou dans son voisinage immédiat.*

*De façon générale les suspentes peuvent être constituées, soit par des armatures spéciales ancrées de telle sorte que la transmission des efforts aux zones qui peuvent les équilibrer soit effectivement assurée, soit par des armatures transversales d'âme supplémentaires satisfaisant aux mêmes conditions d'ancrage.*

Article 10.7. — *Pressions localisées, frettages, articulations.*

**Article 10.6. — Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre\*.**

La zone d'application à une poutre d'un effort donné doit être conçue de telle sorte que la transmission de cet effort aux parties de la poutre capable de l'équilibrer soit assurée. Si cette transmission entraîne la mise en tension transversale de l'âme de la poutre, il est nécessaire de l'assurer au moyen d'armatures supplémentaires, appelées « suspentes ».

**Article 10.7. — Pressions localisées, frettages, articulations.**

Pour les zones où interviennent des efforts de précontrainte (zone d'ancrage par exemple) les dispositions du chapitre 8 de la présente instruction sont applicables.

Pour les autres zones, on se réfère aux dispositions de l'article A.8.4. du B.A.E.L. où les justifications sont menées aux états-limites ultimes.

**ANNEXES AU TEXTE**



## ANNEXE 1

### DÉFORMATIONS DU BÉTON

#### 1. DOMAINE D'APPLICATION

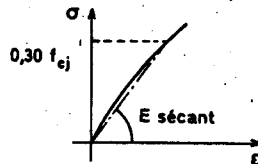
La présente annexe concerne l'estimation des déformations instantanée et différée par retrait et par fluage du béton de ciment Portland. Elle reflète l'état actuel des connaissances. Elle est modifiée ou complétée :

- par l'annexe 5 pour les bétons légers,
- par l'annexe 6 dans le cas d'un béton traité thermiquement.

#### 2. DÉFORMATION INSTANTANÉE

##### 2.1. — Comportement sous contraintes de service.

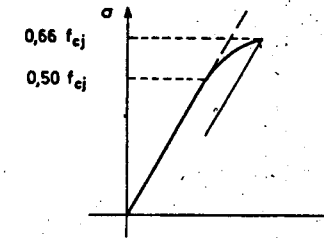
Dans le cas des calculs aux états-limites de service il est généralement suffisant d'adopter un modèle linéaire et élastique. On définit alors un module d'élasticité dit sécant, qui correspond à une contrainte égale à  $0,30 f_{cj}$ .



Lorsque le modèle linéaire ne paraît pas suffisant compte tenu de la précision recherchée, notamment pour le calcul des pertes de précontrainte des pièces minces fortement comprimées, et pour le contrôle de leur déformation à la fabrication, on peut adopter un modèle :

- linéaire jusqu'à  $0,50 f_{cj}$ ,

- somme d'une déformation linéaire et d'une déformation non recouvrable entre  $0,50$  et  $0,66 f_{cj}$  :



La déformation instantanée peut donc être considérée comme satisfaisant la relation :

$$\epsilon_i = \frac{\sigma_b}{E_{ij}} (1 + k_i)$$

dans laquelle :

- $E_{ij}$  est le module de déformation instantanée,
- $k_i$  caractérise la déformation non recouvrable et vaut :

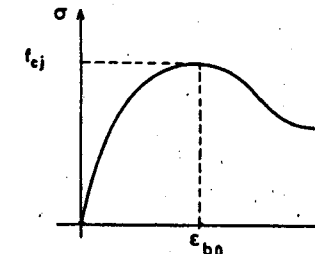
$$k_i = 0 \quad \text{si} \quad \sigma_b \leq 0,50 f_{cj}$$

$$k_i = 4 \left( \frac{\sigma_b}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 \quad \text{si} \quad 0,5 f_{cj} < \sigma_b \leq 0,66 f_{cj}$$

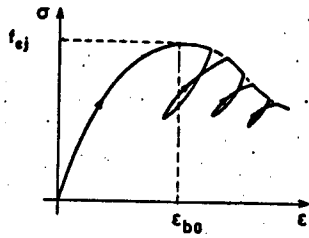
##### 2.2. — Comportement du béton jusqu'à rupture.

###### 2.2.1. — Généralités.

Lorsqu'on impose au béton une déformation croissante, la contrainte qu'il supporte passe par un maximum correspondant à la résistance à la compression du béton,  $f_{cj}$ , puis décroît jusqu'à une rupture qui est assez mal définie. La déformation correspondant au maximum de la contrainte est notée  $\epsilon_{b0}$ .

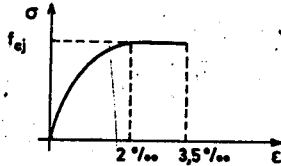


Lorsqu'on applique au béton des cycles de chargement-déchargement au-delà du pic de contrainte, on retrouve la branche descendante de la loi de déformation comme enveloppe des cycles.



2.2.2. - Modèles de calcul.

Dans les calculs aux états-limites ultimes de résistance l'évaluation précise des déformations n'est pas nécessaire. On peut alors adopter un diagramme plus simple, dit parabole rectangle, constitué d'une branche parabolique ayant son sommet pour une déformation de  $2.10^{-3}$ , et suivi d'une branche horizontale jusqu'à une déformation de  $3,5.10^{-3}$ .



Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, et notamment dans les calculs de stabilité de forme, le modèle parabole rectangle n'est généralement pas suffisant.

De nombreux modèles ont été établis pour rendre compte du comportement réel du béton lorsqu'il est soumis à des déformations qui approchent ou dépassent la déformation au pic de contrainte.

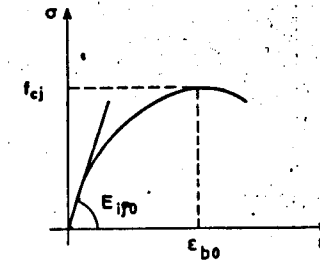
Pour représenter la branche ascendante de la courbe, la loi adoptée doit tenir compte des caractéristiques suivantes :

- la résistance à la compression du béton,  $f_{c,j}$ ,
- la valeur du module tangent à l'origine, qui peut être évaluée au moyen de la formule

$$E_{ij0} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \text{ (MPa)}$$

- et la valeur de la déformation au pic de contrainte, qui peut être évaluée au moyen de la formule

$$\epsilon_{b0} = 0,62 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{c,j}} \text{ (MPa)}$$



On admet généralement la formule due à Sargin :

$$\sigma_b = f_{c,j} \frac{k \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right) + (k' - 1) \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right) + k' \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{b0}} \right)^2}$$

où :

$\epsilon_{b0}$  est la déformation au pic de contrainte  
 $k$  un coefficient donné par :

$$k = \frac{E_{ij} \epsilon_{b0}}{f_{c,j}}$$

$k'$  un coefficient permettant d'ajuster l'allure du début de la branche descendante au diagramme réel.

Le coefficient  $k'$  peut être pris égal à  $(k - 1)$  dans le cas des bétons de faible résistance, qui sont assez ductiles. Il se rapproche de zéro pour les bétons de forte résistance, qui sont plus fragiles. On pourra adopter :

$$k' = k - 1 \text{ pour } f_{c,j} \leq 30 \text{ MPa}$$

$$k' = 0 \text{ pour } f_{c,j} \geq 55 \text{ MPa}$$

$$k' = (k - 1) \left( \frac{55 - f_{c,j}}{25} \right) \text{ pour } 30 \text{ MPa} < f_{c,j} < 55 \text{ MPa.}$$

3. RETRAIT

3.1. - Généralités.

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Le paragraphe suivant permet de l'évaluer, dans le cas de conditions thermohyrométriques constantes, et, par extension, pour les ouvrages.

3.2. - Évaluation du retrait.

La déformation relative de retrait qui se développe dans un intervalle de temps ( $t_0, t$ ) peut être évaluée au moyen de la formule :

$$\epsilon_r(t_0, t) = \epsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

où  $\epsilon_r$  est la déformation finale de retrait, et  $r(t)$  la loi d'évolution du retrait, qui varie de 0 à 1 lorsque le temps,  $t$ , compté à partir de la fabrication du béton, varie de zéro à l'infini.

On peut évaluer la loi d'évolution du retrait au moyen de l'expression donnée à l'article 2.1.51.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

où t est exprimé en jours, et le rayon de la pièce, r<sub>m</sub> en centimètres.

Dans le cas des bétons de structures précontraintes, réalisés avec du ciment Portland, la déformation finale de retrait peut être évaluée par la formule :

$$\varepsilon_r = k_s \varepsilon_0$$

les coefficients k<sub>s</sub> et ε<sub>0</sub> étant définis ci-dessous.

3.2.1. Le coefficient k<sub>s</sub> dépend du pourcentage des armatures adhérentes ρ<sub>s</sub> = A<sub>s</sub>/B, rapport de la section des armatures passives longitudinales (et, dans le cas de la pré-tension, des armatures de précontrainte adhérentes) à la section transversale de la pièce. Il s'exprime par la formule :

$$k_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s}$$

3.2.2. — Le coefficient ε<sub>0</sub> dépend des conditions ambiantes et des dimensions de la pièce.

On prendra dans l'eau :

$$\varepsilon_0 = - 60.10^{-6}$$

et dans l'air :

$$\varepsilon_0 = (100 - \rho_h) \left( 6 + \frac{80}{10 + 3r_m} \right) . 10^{-6}$$

où ρ<sub>h</sub> est l'hygrométrie ambiante moyenne, exprimée en pourcentage d'humidité relative, et où r<sub>m</sub> est le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

En l'absence de données plus précises, on peut prendre pour des ouvrages à l'air libre :

ρ<sub>h</sub> = 55 dans le quart sud-est de la France  
ρ<sub>h</sub> = 70 dans le reste de la France.

#### 4. FLUAGE

##### 4.1. — Généralités.

Le terme général de fluage désigne les déformations différées du béton sous l'effet des contraintes qui lui sont appliquées, le retrait étant par convention, déduit des déformations différées totales.

Les paragraphes suivants permettent d'évaluer les déformations de fluage dans le cas de conditions thermohygrométriques constantes, et, par extension, pour les ouvrages.

Il est nécessaire de distinguer plusieurs cas :

- Le cas de l'application d'une contrainte σ<sub>1</sub>, appliquée au temps t<sub>1</sub>, et maintenue constante ensuite. C'est à ce cas particulier que correspond le terme de fluage pris au sens restrictif, tel que le définissent les normes d'essai.
- Le cas d'une succession d'accroissements de contraintes, toutes de compression, s'en déduit facilement en admettant la superposabilité des déformations de fluage.
- Par contre, le cas d'une diminution de contrainte doit être traité de façon spécifique.

Pour traiter les problèmes pratiques des projets, on peut adopter, dans les cas courants, la loi de fluage correspondant à l'application d'une contrainte constante, en admettant le principe de superposition pour déterminer les effets des chargements successifs ou des variations de contrainte, même négatives. C'est ce qu'on doit faire, par exemple, pour déterminer les déformations, ou l'effet des pertes de précontrainte, lorsque ces variations de contrainte restent modérées.

Par contre, lorsque la contrainte subit une diminution très importante en valeurs absolue et relative, et s'il est nécessaire de faire les calculs avec une plus grande précision, il faut utiliser le modèle de calcul du paragraphe 4.4.

##### 4.2. — Fluage sous contrainte constante.

Si l'on applique sur un béton non chargé, à l'âge t<sub>1</sub>, une contrainte σ<sub>1</sub> que l'on maintient ensuite constante, on peut admettre que la déformation de fluage, à un instant donné, est proportionnelle à la déformation instantanée produite par la contrainte σ<sub>1</sub>, tant que cette contrainte reste inférieure à environ 0,7 f<sub>cj</sub>.

La déformation de fluage qui apparaît dans l'intervalle de temps (t<sub>1</sub>, t) peut donc être évaluée au moyen de la formule :

$$\varepsilon_{f1}(t) = \varepsilon_{ie1} K_{f1}(t_1) f(t - t_1)$$

où :

- ε<sub>ie1</sub> est la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte σ<sub>1</sub>,
- K<sub>f1</sub>(t<sub>1</sub>) est le coefficient de fluage correspondant à l'âge du chargement t<sub>1</sub>,
- et f(t - t<sub>1</sub>) est la loi d'évolution du fluage, qui varie de 0 à 1 lorsque la durée du chargement, (t - t<sub>1</sub>), varie de 0 à l'infini.

##### 4.2.1. — Déformation conventionnelle instantanée.

La déformation conventionnelle instantanée du béton, initialement non chargé, sous l'effet d'une contrainte σ, est la déformation instantanée qu'il subirait sous l'effet de cette contrainte s'il était âgé de 28 jours au moment du chargement.

Dans les cas où l'on a adopté le modèle linéaire pour la déformation instantanée, on a :

$$\varepsilon_{ie} = \frac{\sigma}{E_{128}}$$

et, si l'on a adopté le modèle non linéaire défini au paragraphe 2.1.2. on a de même :

$$\epsilon_{1e} = \frac{\sigma}{E_{128}} (1 + k_1).$$

4.2.2. — Coefficient de fluage.

Le coefficient de fluage, à l'âge  $t_1$  de mise en charge, peut être évalué au moyen de l'expression :

$$K_{f1} = k_s [k_e + k_c k(t_1)]$$

les coefficients  $k_s$ ,  $k_e$ ,  $k_c$  et  $k(t_1)$  étant définis ci-dessous :

- Le coefficient  $k_s$  dépend du pourcentage des armatures adhérentes longitudinales. Sa valeur est identique à celle donnée pour le retrait, au paragraphe 3.2.1.
- Le coefficient  $k_e$  qui représente la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé, lorsqu'il est chargé très vieux, est pris égal à 0,40.
- Le coefficient  $k_c$  dépend des conditions ambiantes et du rayon moyen de la pièce. Il est évalué au moyen de la formule suivante :

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2}{3} \frac{100 - \rho_h}{20 + r_m}$$

dans laquelle :

- $\rho_h$  est l'hygrométrie ambiante exprimée en pourcentage d'humidité relative; dans l'eau on prend  $\rho_h = 100$ ;
- $r_m$  est le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.
- le coefficient  $k(t_1)$  dépend du durcissement du béton à l'âge de mise en charge. Il est donné par :

$$k(t_1) = \frac{100}{100 + t_1}$$

où  $t_1$  est l'âge du béton, exprimé en jours, compté à partir du jour de fabrication.

4.2.3. — Loi d'évolution du fluage.

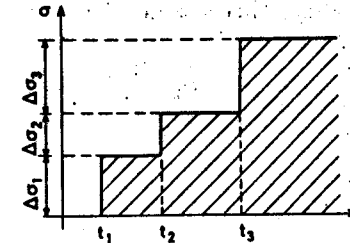
La loi d'évolution du fluage est donnée par l'expression :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}}$$

où  $r_m$  est le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres, et  $t - t_1$  la durée d'application du chargement, exprimée en jours.

4.3. — Succession d'accroissements de contraintes.

Dans le cas d'une succession d'accroissements de contraintes, on peut admettre de superposer l'effet de chaque variation de contrainte.



La déformation de fluage au temps  $t$  est donc donnée par :

$$\epsilon_{f1}(t) = \sum_{j=1}^n \Delta \epsilon_{iej} K_{f1}(t_j) f(t - t_j) \text{ et } t_j < t$$

où  $\Delta \epsilon_{iej}$  est la variation de la déformation conventionnelle instantanée correspondant à la variation de contrainte  $\Delta \sigma_j$ , appliquée au temps  $t_j$ .

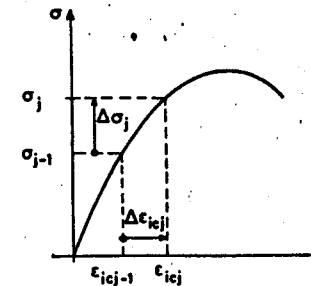
Si l'on a adopté un modèle linéaire, on a :

$$\Delta \epsilon_{iej} = \frac{\Delta \sigma_j}{E_{128}}$$

Dans le cas d'un modèle non linéaire, la variation de déformation conventionnelle instantanée,  $\Delta \epsilon_{iej}$  est la variation de déformation correspondant à la variation de contrainte  $\Delta \sigma_j$ , appliquée à partir de l'état de contrainte antérieur :

$$\sigma_{j-1} = \sum_{k=1}^{j-1} \Delta \sigma_k$$

en adoptant conventionnellement la loi de déformation du béton âgé de 28 jours.



Cette règle de superposition n'est rigoureusement applicable que pour des accroissements positifs de contrainte, et lorsque la contrainte totale :

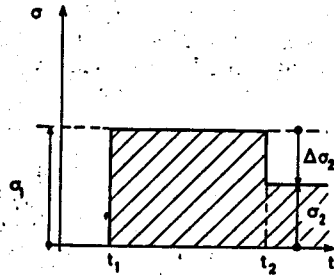
$$\sigma_j = \sum_{k=1}^j \Delta \sigma_k$$

est inférieure à  $0,7 f_{c1}$ .

4.4. — Diminution de contrainte. Retour de fluage.

On considère le cas où l'on applique d'abord une contrainte  $\sigma_1$ , à l'âge  $t_1$ , puis une décharge partielle,  $\Delta\sigma_2$ , à l'âge  $t_2$ . Les variations de contrainte étant comptées positivement dans le sens d'un accroissement de contrainte,  $\Delta\sigma_2$  est négatif. La contrainte résiduelle est donnée par :

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2.$$



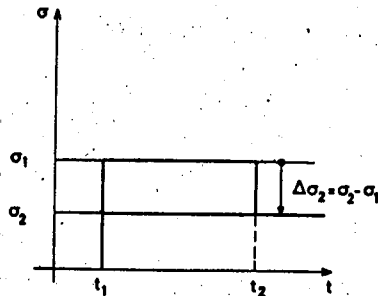
La déformation de fluage au temps  $t$ , compris entre  $t_1$  et  $t_2$  est donnée par la formule du paragraphe 4.2. :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

où  $\varepsilon_{ic1}$  est la déformation conventionnelle instantanée due à la contrainte  $\sigma_1$ .

On peut considérer que la déformation de fluage au bout d'un temps  $t$  supérieur à  $t_2$  est la somme :

- de la déformation de fluage due à la contrainte résiduelle  $\sigma_2$ ,
- et de la déformation de fluage due à l'effet d'une contrainte  $(\sigma_1 - \sigma_2)$  appliquée pendant l'intervalle de temps  $(t_1, t_2)$ , et maintenue constante dans cet intervalle de temps.



Elle est donc la somme de trois termes :

- la déformation de fluage au temps  $t$  due à la contrainte résiduelle  $\sigma_2$ , évaluée au moyen de la formule du paragraphe 4.2. :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic2} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

où  $\varepsilon_{ic2}$  est la déformation conventionnelle instantanée due à la contrainte  $\sigma_2$ ,

- la déformation de fluage au temps  $t_2$  due à l'application de la contrainte  $(\sigma_1 - \sigma_2)$  pendant l'intervalle de temps  $(t_1, t_2)$ , calculable à l'aide des formules du paragraphe 4.3.

$$\varepsilon_{fl} = \Delta\varepsilon_{ic2} K_{fl}(t_1) f(t_2 - t_1)$$

avec :

$$\Delta\varepsilon_{ic2} = \varepsilon_{ic1} - \varepsilon_{ic2}$$

- et de la déformation dite de retour de fluage, due à l'application de la contrainte  $(\Delta\sigma_2 < 0)$  à l'instant  $t_2$  qui se produit dans l'intervalle de temps  $(t_2, t)$ , et qui est négative.

Cette déformation de retour de fluage peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$\varepsilon_{ri}(t) = - \Delta\varepsilon_{ic2} K_{fl}(t_2) \frac{f(t_2 - t_1)}{k_r(t_2 - t_1)} g(t - t_2)$$

où le coefficient  $K_{fl}$  et la loi de fluage,  $f(t)$ , gardent la même signification que précédemment, et où :

$k_r(t_2 - t_1)$  est une fonction de la durée  $t_2 - t_1$  d'application de la contrainte  $\sigma_1$ ,

et  $g(t - t_2)$  la loi d'évolution du retour du fluage, qui varie de 0 à 1 lorsque la durée du déchargement,  $(t - t_2)$  varie de 0 à l'infini.

La déformation totale de fluage peut donc s'écrire :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t_2 - t_1) + \varepsilon_{ic2} K_{fl}(t_1) [f(t - t_1) - f(t_2 - t_1)] - \Delta\varepsilon_{ic2} K_{fl}(t_2) \frac{f(t_2 - t_1)}{k_r(t_2 - t_1)} g(t - t_2).$$

4.4.1. — Facteur de la durée de chargement  $k_r(t_2 - t_1)$ .

La fonction de la durée du chargement,  $k_r(t)$ , peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$k_r(t_2 - t_1) = 4\sqrt{\log(\vartheta_2 - t_1)} \text{ si } t_2 - t_1 \geq 2 \text{ jours}$$

$$k_r(t_2 - t_1) = 1 + 0,6(t_2 - t_1) \text{ si } t_2 - t_1 < 2 \text{ jours}$$

où la durée d'application du chargement est comptée en jours.

4.4.2. — Loi d'évolution du retour de fluage.

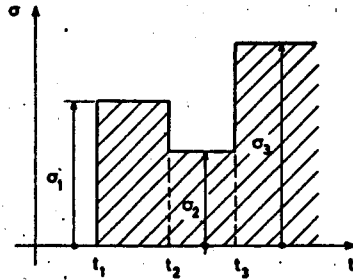
La loi d'évolution du retour du fluage  $g(t - t_2)$  peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$g(t - t_2) = 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (t - t_2)}}$$

4.5. — Rechargement.

Dans le cas où un rechargement succède à un déchargement, on peut admettre de superposer à l'effet du déchargement celui du rechargement, par une variation de

contrainte  $\Delta\sigma_3$  appliquée à l'âge  $t_3$ , calculé au moyen des formules du paragraphe 4.3.



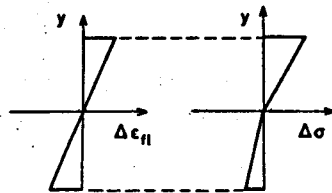
De façon générale, on peut admettre le principe de superposition, à condition d'adopter la loi de fluage des paragraphes 4.2. et 4.3. pour les variations de contrainte positives (augmentation de la contrainte), et la loi de retour de fluage pour les décharges.

4.6. — Évaluation des effets structuraux.

Le calcul des effets structuraux du fluage est plus complexe.

La redistribution des efforts par fluage est un phénomène important dans le cas des ouvrages construits par phases successives, lorsque les efforts apparaissant au cours des différentes étapes de la construction ne sont pas compatibles avec les liaisons définitives de la structure.

Dans le cas le plus fréquent des poutres continues, les phases successives font apparaître des variations de moment dans les zones déjà construites. Il faudrait donc, en toute rigueur, adopter la loi de fluage définie au § 4.2. pour évaluer le fluage dans la zone surcomprimée de la section, et la loi de retour de fluage, définie au § 4.4. pour évaluer le fluage dans la zone décomprimée de la section. De ce fait, les contraintes ne pourraient plus rester planes dans la section.



Toutefois, lorsque les variations de contraintes sont essentiellement des accroissements (mises en tension successives), et que les diminutions de contraintes restent modérées (pertes de précontrainte, redistribution des efforts par fluage), il est loisible de faire les calculs avec la loi de fluage définie au paragraphe 4.2. et de conserver le principe de superposition, tel qu'il est explicité au paragraphe 4.3.

En dehors de ces cas, le calcul des effets structuraux du fluage peut faire appel à une loi empirique rendant compte du comportement global de structures in situ ou en laboratoire.

4.7. Méthode du temps équivalent.

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte, les méthodes de calculs définies aux § 4.2. à 4.5. conduisent à des expressions permettant d'évaluer le fluage au temps  $t$  qui dépendent de tous les paramètres des chargements antérieurs.

Pour simplifier les calculs, il est loisible de recourir à la méthode dite du temps équivalent qui bénéficie d'un certain nombre de vérifications expérimentales. Cette méthode permet de se ramener pour l'évaluation du fluage, entre deux chargements successifs, au cas d'un chargement unique. Mais il faut noter que, comme les autres méthodes, la méthode du temps équivalent ne permet pas de traiter de façon exacte les problèmes structuraux. En effet, le temps équivalent correspondant à un intervalle de temps  $t_i, t_{i+1}$  n'est pas le même dans les zones de la section où les contraintes sont croissantes et dans les zones où les contraintes sont décroissantes.

Une contrainte  $\sigma_1$  étant appliquée au temps  $t_1$  et les variations de contraintes  $\Delta\sigma_j$  étant appliquées au temps  $t_j$ , la contrainte totale, au temps  $t_i$  est donnée par :

$$\sigma_i = \sigma_1 + \sum_{j=2}^i \Delta\sigma_j.$$

En conservant les notations déjà définies,  $\epsilon_{ic_i}$  est la déformation conventionnelle correspondant à la contrainte  $\sigma_1$ , et  $\Delta\epsilon_{ic_j}$  la variation de déformation conventionnelle correspondant à la variation de contrainte  $\Delta\sigma_j$ . On note  $\epsilon_{ic_i}$  la déformation conventionnelle correspondant à la contrainte  $\sigma_i$  qui peut être donnée par

$$\epsilon_{ic_i} = \epsilon_{ic_1} + \sum_{j=2}^i \Delta\epsilon_{ic_j}.$$

Dans l'intervalle de temps  $[t_i, t_{i+1}]$ , on admet alors d'évaluer le fluage apparaissant entre le temps  $t_i$  et le temps  $t$  au moyen de l'expression :

$$\Delta\epsilon_{f1}(t) = \epsilon_{ic_i} K_{f1}(t_i - t_i^*) [f(t_i^* + t - t_i) - f(t_i^*)]$$

où  $t_i^*$  est un temps de chargement fictif, solution de l'équation :

$$\epsilon_{f1}(t_i) = \epsilon_{ic_i} K_{f1}(t_i - t_i^*) f(t_i^*)$$

dans laquelle  $\epsilon_{f1}(t_i)$  est la déformation totale de fluage au temps  $t_i$ .

Lorsque la déformation de fluage au temps  $t_i$  vérifie l'inéquation :

$$\epsilon_{f1}(t_i) \leq \epsilon_{ic_i} k_s (1 + k_s)$$

dans laquelle  $k_s$  et  $k_e$  gardent la signification donnée au § 4.2., l'équation

$$\epsilon_{f1}(t_i) = \epsilon_{ic_i} K_{f1}(t_i - t_i^*) f(t_i^*)$$

n'a pas de valeur réelle en  $t_i^*$ . On admet alors qu'il n'y a pas de variation de la déformation de fluage dans l'intervalle du temps  $[t_i, t_{i+1}]$ .

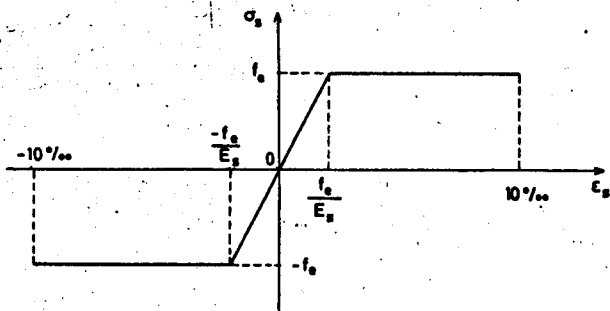
## ANNEXE 2

### COMPORTEMENT DES ACIERS

La présente annexe constitue un complément aux articles 2.2.5., 2.3.2. et 6.3.3. Les diagrammes qui suivent sont tous tracés en portant en abscisse les déformations unitaires  $\epsilon$ , et en ordonnée les contraintes  $\sigma$  (les tractions étant considérées comme positives); le module d'élasticité  $E$  est pris égal à 200.000 MPa pour les armatures passives et aux valeurs de l'article 2.2.5. pour les armatures de précontrainte.

#### 1. DIAGRAMMES DÉFORMATIONS-CONTRAINTES DES ARMATURES PASSIVES

Le caractère mécanique de base de ces armatures est la limite d'élasticité garantie désignée par le symbole  $f_s$ .



#### 2. DIAGRAMMES DÉFORMATIONS-CONTRAINTES DES ARMATURES DE PRÉCONTRAITE

Les diagrammes à utiliser conventionnellement pour les calculs sont donnés respectivement :

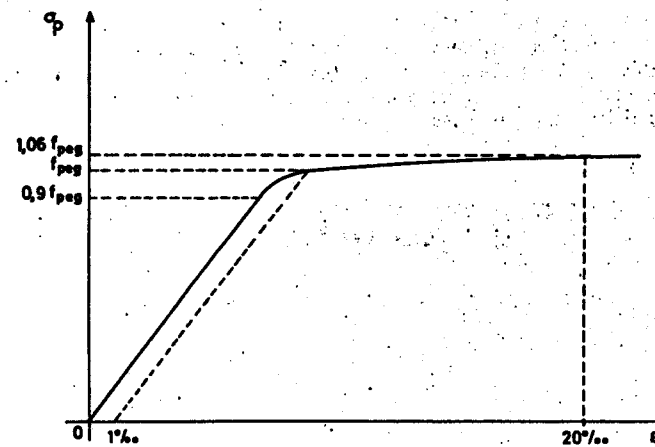
- en 2.1. pour les fils tréfilés à froid et les torons (sections II et V du titre II du Fascicule 4 du C.C.T.G.),
- en 2.2. pour les fils trempés et revenus et les barres (sections III et IV du titre II du Fascicule 4 du C.C.T.G.).

Dans tous les cas, le caractère de base est la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 p. 100 rapportée à l'unité de section nominale (notée  $f_{peg}$ ).

#### 2.1. Fils tréfilés et torons.

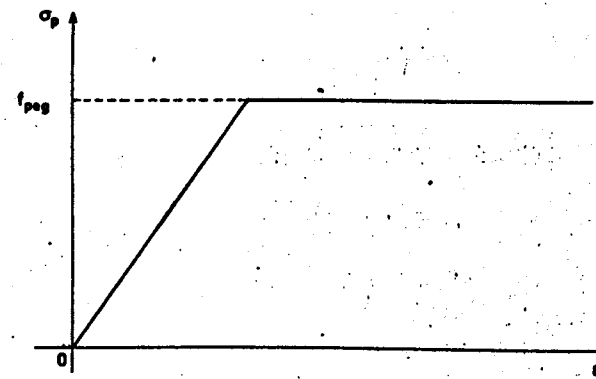
Le diagramme est du type ci-dessous avec une partie linéaire (de pente  $E_p$ ) pour  $\sigma_p \leq 0,9 f_{peg}$  et une partie courbe, pour les valeurs supérieures, ayant pour équation :

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left( \frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$



#### 2.2. — Fils trempés et revenus et barres.

On utilise conventionnellement le diagramme ci-dessous :



2.3.

Lorsque la nature de l'acier est ignorée, il est loisible de se référer au diagramme affecté aux fils trempés et revenus.

Ce même diagramme est utilisable pour les fils tréfilés et torons si une grande précision n'est pas recherchée.

### 3. RELAXATION PURE. ÉVOLUTION DANS LE TEMPS

L'article 3.3.23 présente une formule donnant la relaxation finale  $\Delta\sigma_p(x)$ .

Si on a besoin de connaître la perte par relaxation au temps  $t$  ou si on souhaite plus de précision pour l'estimation de la relaxation finale on utilise la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p(x, t) = k_1 \rho_{1\ 000} \left( \frac{t}{1\ 000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} e^{-\frac{10\mu-7,5}{k_2}} \cdot \sigma_{pm}(x)$$

dans laquelle :

- $t$  est exprimée en heures,
- $\rho_{1\ 000}$  est la valeur garantie de la relaxation isotherme à 1 000 heures en % de la tension initiale,
- $\mu = \frac{\sigma_{pm}(x)}{f_{prg}}$  où  $\sigma_{pm}(x)$  est égale à  $\sigma_{pi}(x)$ , tension initiale de l'armature, dans le cas de la post-tension, et à la tension à l'origine diminuée des pertes à la mise en tension (article 3.4.11 du Règlement) dans le cas de la pré-tension

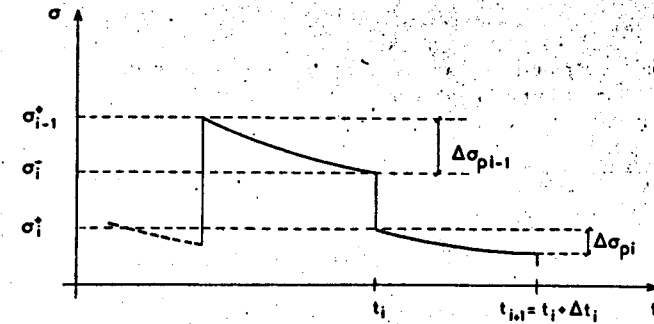
$$\begin{aligned} k_1 &= 6 \times 10^{-3} & \text{si } \rho_{1\ 000} &\leq 2,5 \\ &= 8 \times 10^{-3} & \text{si } \rho_{1\ 000} &> 2,5 \\ k_2 &= 1,1 & \text{si } \rho_{1\ 000} &\leq 2,5 \text{ (armature TBR)} \\ &= 1,5 & \text{si } \rho_{1\ 000} &\geq 8 \text{ (armature RN)} \\ &= 1,25 & \text{si } 2,5 < \rho_{1\ 000} < 8. \end{aligned}$$

La formule de l'article 2.2 du chapitre 2 fournit une valeur proche de la valeur trouvée par la formule ci-dessus pour  $t = 5 \cdot 10^5$  heures, valeur de  $t$  à retenir si on utilise cette formule pour estimer la valeur finale conventionnelle.

### 4. COMPORTEMENT DES ACIERS SOUS DÉFORMATION VARIABLE

Au cas où la déformation de l'armature varie de façon discontinue, la relaxation qui s'effectue après une telle variation se calcule par la méthode du temps équivalent.

Soient  $\sigma_i^-$  et  $\sigma_i^+$  les tensions de l'armature avant et après la déformation instantanée au temps  $t_i$ , soit  $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pj}$  la somme des relaxations effectuées pendant les phases précédentes.



La méthode consiste à calculer le temps fictif  $t_e$  pour passer — par relaxation — de la contrainte  $\sigma_i^+ + \sum \Delta\sigma_{pj}$  à la contrainte  $\sigma_i^+$ , donc à résoudre, en  $t_e$ , l'équation

$$k_1 \rho_{1\ 000} \left( \frac{t_e}{1\ 000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} e^{-\frac{10\mu-7,5}{k_2}} \left( \sigma_i^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pj} \right) = \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pj}$$

avec les notations du paragraphe 3, où

$$\mu = \frac{\sigma_i^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pj}}{f_{prg}}$$

et à remplacer l'intervalle de temps suivant  $(t_i, t_i + \Delta t_i)$  par  $(t_e, t_e + \Delta t_i)$

$$\Delta\sigma_{pi} = k_1 \rho_{1\ 000} \left( \frac{t_e + \Delta t_i}{1\ 000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} e^{-\frac{10\mu-7,5}{k_2}} \left( \sigma_i^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pj} \right) - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{pj}$$

### 5. CONCOMITANCE DE LA RELAXATION AVEC LE RETRAIT ET LE FLUAGE DU BÉTON

Même au cours d'une phase où les actions autres que la précontrainte ne varient pas, les armatures, du fait du retrait et du fluage du béton, ne sont pas soumises, comme dans les essais de relaxation, à un allongement constant. Ceci est pris en compte dans le chapitre 3, de façon forfaitaire dans l'article 3.3.24 (cas de la post-tension) et il est prescrit d'en tenir compte de manière plus précise à l'article 3.4.2 (cas de la pré-tension) en se basant sur les considérations suivantes.

Pendant une phase  $[t_i, t_{i+1}]$  où n'interviennent que le retrait, le fluage du béton et la relaxation des aciers, la perte de précontrainte qui en résulte est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{pi} + \Delta\sigma_{ri} + \Delta\sigma_{fi} - \frac{2\Delta\sigma_{pi}(\Delta\sigma_{ri} + \Delta\sigma_{fi})}{\sigma_i^+}$$

dans laquelle :

- $\sigma_i^+$  est la contrainte moyenne dans les aciers de précontrainte au début de la phase considérée,



- $\Delta\sigma_{p1}$  est la relaxation qui s'effectuerait dans l'intervalle  $[t_i, t_{i+1}]$  si l'allongement des armatures ne variait pas dans cet intervalle;  $\Delta\sigma_{p1}$  se calcule selon les indications du paragraphe précédent,
- $\Delta\sigma_{r1} = E_p k_s \epsilon_0 [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$  est la perte par retrait dans l'intervalle  $[t_i, t_{i+1}]$ ,
- $\Delta\sigma_{r11} = E_p \Delta\epsilon_{r11}$  est la perte qui s'effectuerait par fluage pendant la phase considérée sous l'effet d'une contrainte constante égale à la contrainte du béton à la fin de cette phase au niveau du centre de gravité des armatures.

Toutefois, lorsque  $\Delta\epsilon_{r11}$  est obtenu par la méthode du temps équivalent présentée au § 4.7 de l'annexe 1, c'est-à-dire à partir de la contrainte du béton au début de la phase considérée, il est loisible d'utiliser la même formule pour l'estimation de la perte de précontrainte.

### ANNEXE 3

#### VALEURS NUMÉRIQUES DES COEFFICIENTS DE FROTTEMENT EN POST-TENSION

Dans le cas fréquent où les câbles sont logés dans des conduits intérieurs au béton et où ils sont constitués soit de fils tréfilés ronds et lisses, soit de torons, on peut, pour l'évaluation *a priori* des pertes de tension dues au frottement, s'appuyer sur les valeurs moyennes des coefficients  $f$  et  $\varphi$  figurant au tableau ci-après. Ces valeurs ne sont utilisables que si les conditions suivantes sont toutes remplies :

- les armatures ne sont pas oxydées et comportent un revêtement de protection provisoire (huile ou graisse),
- les conduits sont en bon état c'est-à-dire qu'ils ne présentent ni oxydation intérieure prononcée, ni ovalisation ou déformations locales dues par exemple à des chocs lors des manutentions ou lors du bétonnage, ni dégrafage du feuillard ou déchirure,
- le tracé réel des câbles est conforme au plan, avant bétonnage, et les dispositions prises pour le maintien en position des conduits sont suffisants pour qu'il n'y ait pas de déplacement sensible lors du bétonnage,
- toutes dispositions ont été prises pour permettre la mise en place de câbles supplémentaires au cas où la tension probable ne serait pas obtenue sur chantier.

Cas	Nature des armatures	f		$\varphi$
		$3 \leq R \leq 6$ (en m)	$R \geq 6$ (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Des valeurs intermédiaires entre celles qui correspondent aux cas I et II du tableau précédent peuvent être choisies en fonction du nombre de joints ou de surfaces de reprise, des possibilités de contrôle, du maintien effectif en position des conduits et des mesures précédemment effectuées sur des ouvrages analogues.

Lorsque sont utilisées des armatures autres que les fils tréfilés ronds et lisses ou les torons, il convient, pour choisir  $f$  et  $\varphi$ , de se référer à l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte concerné.

D'une façon générale, l'attention est attirée sur le fait que la valeur effective de  $f$  et de  $\varphi$  dépend beaucoup, non seulement des facteurs déjà signalés, mais également de la conception de l'ouvrage et de son câblage, des modalités et de la qualité de l'exécution.

L'ensemble de ces éléments entraîne des dispersions très importantes puisque les mesures effectuées sur de nombreux chantiers montrent que les pertes à la transmission peuvent s'écarter de 25 % des estimations faites à partir des valeurs précédemment définies pour  $f$  et  $\varphi$ .

Ces écarts peuvent même être sensiblement dépassés sur des chantiers insuffisamment contrôlés.

## ANNEXE 4

### ZONES D'APPLICATION DE FORCES CONCENTRÉES

#### PREMIÈRE PARTIE

#### ZONES D'INTRODUCTION DE LA PRÉCONTRAİNTE

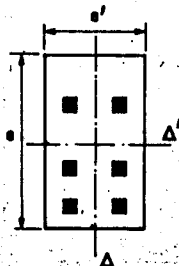
Lorsque des armatures de précontraintes sont ancrées dans une section  $S_A$  d'une pièce prismatique, les contraintes équilibrant les sollicitations *isostatiques* de précontrainte correspondantes ne sont réparties selon le principe de Navier qu'à partir d'une section  $S_R$  à la distance  $l$ , en aval de  $S_A$ . Si  $S_A$  n'est pas section d'about, il apparaît par ailleurs en amont de  $S_A$  un état d'auto-contraintes (système de contraintes équivalent à 0) dû aux câbles arrêtés.

#### 1. CAS DE LA POST-TENSION, LORSQUE $S_A$ EST SECTION D'ABOUT

##### 1.1. — Généralités.

##### 1.1.1. — Étude de la section rectangulaire.

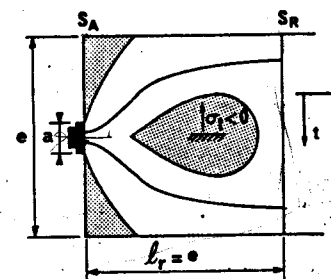
L'épanouissement des contraintes entre  $S_A$  et  $S_R$  présente évidemment un caractère tridimensionnel. Cependant, par commodité, on se contente, dans la pratique, de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans le plan  $\Delta$  puis dans le plan  $\Delta'$ , les forces étant, dans chaque cas, supposées uniformément réparties dans la direction perpendiculaire au plan d'étalement considéré. Dans ce qui suit, seul l'étalement dans le plan  $\Delta$  est envisagé, étant bien entendu, que l'étalement dans le plan  $\Delta'$  doit faire l'objet de justifications analogues.



##### 1.1.11. — Câble centré rectiligne normal à $S_A$ .

Alors  $l_f \approx e$ . Le passage de la force concentrée  $F$  à la distribution uniforme  $\sigma = \frac{F}{c \times e'}$ , dans  $S_R$  entraîne l'apparition de contraintes normales  $\sigma_t$  et de cisaillement  $\tau$  sur toute facette parallèle à l'axe de la pièce dans la zone de régularisation comprise entre  $S_A$  et  $S_R$ .

$\sigma_t$  est une traction au voisinage de  $S_A$ , à l'intérieur « d'onglets de surface », ainsi qu'à proximité de l'axe de la force  $F$ , en profondeur à l'intérieur d'un « rognon d'éclatement ».



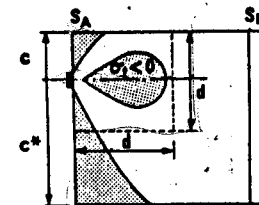
L'équilibre de la pièce exige donc la mise en place d'un frettage de surface et d'un frettage d'éclatement.

Ce sont ces frettages qui sont habituellement représentés dans les circulaires d'agrément du procédé de précontrainte utilisé; ils sont dimensionnés et testés pour le cas d'un ancrage unique appliqué au bloc d'about minimal, donc d'un rapport d'étalement  $\frac{a}{e}$  important (de l'ordre de 0,6).

Leur section et leur géométrie doivent être adaptées lorsqu'on s'écarte sensiblement de ce rapport d'étalement, le ferrailage correspondant devant notamment intéresser toute la hauteur  $e$  de la section.

##### 1.1.12. — Cas d'un câble excentré rectiligne, normal à $S_A$ .

Du fait de la dissymétrie, l'onglet de surface gagne en profondeur du côté opposé à l'arête vers laquelle le câble est excentré. Le rognon d'éclatement, au contraire, est moins étendu que dans le cas précédent.

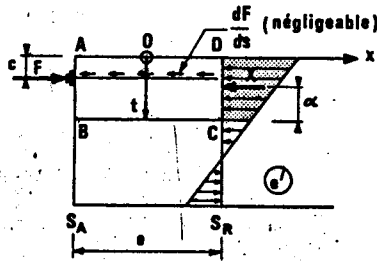


On peut appréhender ces deux effets en admettant que la force  $F$  subit une première régularisation à l'intérieur du prisme symétrique, de dimensions  $d \times d$  dans le plan  $\Delta$  avec  $d = 2 \times \inf(c, c^*)$  et en étudiant par ailleurs l'équilibre général de la zone de régularisation de dimensions  $e \times e$  dans ce même plan.

Pour ce faire, on considère la tranche de la pièce comprise entre  $S_A$  et  $S_R$  comme une poutre de répartition d'axe  $Ot$ , de hauteur  $e$  et d'épaisseur  $e'$ .

Cette poutre est en équilibre sous l'effet :

- De la force concentrée sous ancrage  $F$ .
- Des forces réparties éventuelles appliquées par le câble sur le béton entre  $S_A$  et  $S_R$  (forces tangentielles  $\frac{dF}{ds}$  généralement négligeables).
- Des contraintes normales, supposées réparties selon le principe de Navier, équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte dans la section  $S_R$ .



L'équilibre de l'élément ABCD conduit aux efforts suivants, sur le plan de coupure BC, parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, et défini par son ordonnée  $t$ .

- Effort tranchant :  $v_x = F' - X$
- Moment fléchissant :  $m_x = F'(t - c) - X\alpha$
- Effort normal :  $n_x = 0$

avec :

$$X = \int_{CD} \sigma(F')e' dt$$

$F'$  étant la valeur de la force de précontrainte dans la section  $S_R$ .

### 1.1.13. — Cas de câbles multiples rectilignes, normaux à $S_A$ .

On admet encore que  $\ell_r \approx e$ .

Comme précédemment, par commodité, on sépare l'étude en deux :

- première régularisation à l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage,
- équilibre général de la zone de régularisation.

Le prisme symétrique se définit alors ainsi :

- Si l'on désigne par  $c_j$  et  $c_j^*$  les demi-intervalles séparant le niveau d'ancrage, considéré  $j$  de ses voisins (la notion de demi-intervalle étant à remplacer par celle de distance au parement le plus proche lorsqu'il s'agit d'un niveau extrême), le prisme symétrique est celui qui a pour dimensions  $d_j \times d_j$  dans le plan d'étalement, avec  $d_j = 2 \times \inf(c_j, c_j^*)$  et  $e'$  dans la direction perpendiculaire.

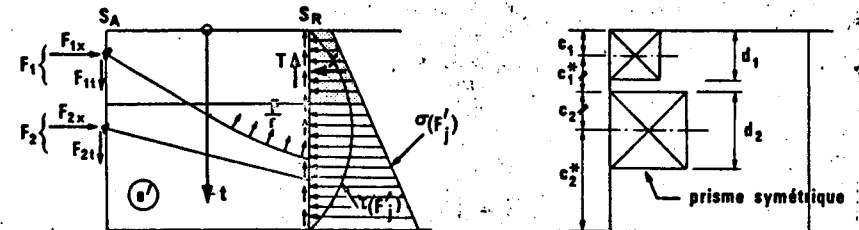
### 1.1.14. — Cas général.

On suppose que l'inclinaison des forces de précontrainte sur la fibre moyenne de la pièce ne modifie ni  $\ell_r$  ( $\ell_r \approx e$ ) ni la définition des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage.

L'étude est comme précédemment scindée en deux (première régularisation et équilibre général).

Pour ce qui est de l'équilibre général, la tranche de la pièce comprise entre  $S_A$  et  $S_R$ , considérée comme une poutre de répartition d'axe  $Ot$ , de hauteur  $e$  et d'épaisseur  $e'$ , est en équilibre sous l'effet :

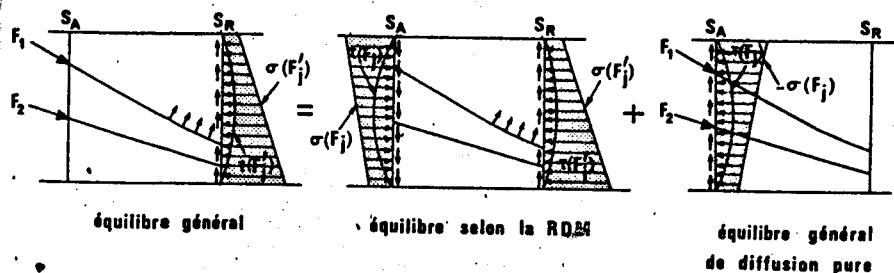
- Des forces concentrées sous les ancrages  $F_j$ .
- Des forces réparties éventuelles appliquées par les câbles sur le béton entre  $S_A$  et  $S_R$  (forces tangentielles  $\frac{dF}{ds}$ , souvent négligeables, et radiales  $\frac{F}{r}$ ).
- Des contraintes tangentes  $\tau(F_j)$  et normales  $\sigma(F_j)$ , supposées réparties selon le principe de Navier, qui équilibrent dans  $S_R$  les sollicitations isostatiques de précontrainte développées par les câbles ancrés dans  $S_A$ .



Cet équilibre général peut lui-même être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre :

- un équilibre selon la Résistance des Matériaux, analogue au précédent à ceci près que les forces concentrées sous ancrage  $F_j$  définies en a) sont remplacées dans la section  $S_A$  par une distribution de forces réparties normales et tangentielles, statiquement équivalentes aux  $F_j$ ; celle des contraintes normales  $\sigma(F_j)$  et de cisaillement  $\tau(F_j)$ , calculées selon les règles habituelles de la Résistance des Matériaux, qui équilibrent dans  $S_A$  les forces concentrées  $F_j$ . Dans cet état, on admet qu'en tout point, entre  $S_A$  et  $S_R$ , les contraintes sont données par les formules usuelles de la Résistance des Matériaux.

— un *équilibre général de diffusion pure* qui résulte de l'application à la poutre de répartition des forces concentrées  $F_j$  et des forces réparties : —  $\sigma(F_j)$ , —  $\tau(F_j)$ .



Cet « *équilibre général de diffusion pure* » traduit l'écart entre la Résistance des Matériaux et la distribution réelle des contraintes.

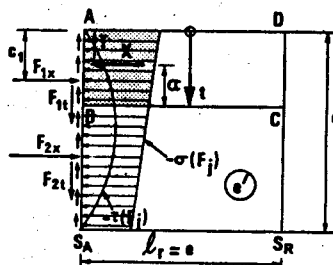
Il conduit, sur le plan de coupe BC, aux sollicitations suivantes :

- Effort tranchant :  $V_x = F_{1x} - X$
- Moment fléchissant :  $M_x = F_{1x}(t - c_1) - X\alpha + \frac{c}{2}(T - F_{1t})$
- Effort normal :  $N_x = F_{1t} - T$

avec :

$$X = \int_{AB} \sigma(F_j)e' dt$$

$$T = \int_{AB} \tau(F_j)e' dt.$$



L'intérêt de ce fractionnement en deux états d'équilibre est double. Il permet :

- de simplifier les calculs,
- d'apprécier de façon plus exacte les contraintes développées par la diffusion de précontrainte.

On remarque que pour des câbles rectilignes parallèles à la fibre moyenne de la pièce, efforts d'« *équilibre général* » et efforts d'« *équilibre général de diffusion* »

pure » se confondent dans la mesure où les  $\frac{dF_j}{ds}$  sont négligeables entre  $S_A$  et  $S_R$  ( $V_x = v_x$ ;  $M_x = m_x$ ;  $N_x = n_x = 0$ ).

1.1.15. — Conclusions sur l'étude de la diffusion dans une pièce de section rectangulaire.

Par commodité, l'étude de la diffusion se fait en deux étapes :

- première régularisation, à l'intérieur des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage,
- *équilibre général de diffusion pure*.

Chacun de ces phénomènes arbitrairement dissociés exige la mise en place d'un ferrailage :

- le premier, d'un ferrailage au voisinage de  $S_A$  permettant d'équilibrer les effets de surface et d'éclatement. Ce ferrailage n'est autre qu'une *adaptation* des frettings prévus à l'agrément du procédé de précontrainte. Cette adaptation consiste non pas à juxtaposer les aciers représentés dans la circulaire correspondante, mais à les rendre *continus* sur toute la hauteur  $e$  de la pièce après les avoir redimensionnés selon les règles énoncées ci-après.
- le deuxième, d'un ferrailage complémentaire éventuel qui doit être calculé dans chaque cas conformément aux prescriptions de la présente annexe.

1.1.2. — Étude d'une section composée de panneaux rectangulaires.

Pour chaque panneau  $i$ , de dimensions  $e_i \times e'_i$ , l'étalement des forces de précontrainte doit être étudié dans deux plans perpendiculaires  $\Delta_i$  et  $\Delta'_i$ .

Pour procéder à l'étude dans le plan  $\Delta_i$ , que seule on considère ici, étant bien entendu que la diffusion dans le plan  $\Delta'_i$  doit faire l'objet de justifications analogues, on admet que la régularisation est obtenue dans une section  $S_{Ri}$  à la distance  $l_{ri} = e_i$  de  $S_A$ .

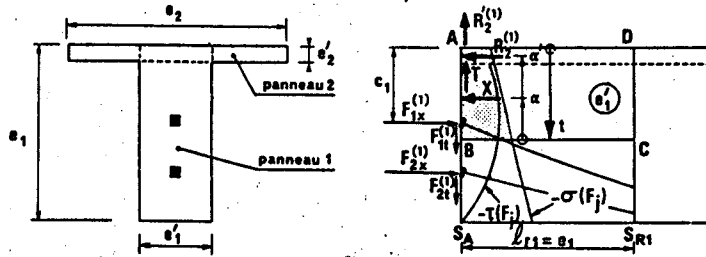
Comme précédemment, cette étude se fait en deux phases :

- étude de la première régularisation à l'intérieur des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage,
- étude de l'*équilibre général de diffusion pure*.

Pour cette seconde étude, la tranche de panneau comprise entre  $S_A$  et  $S_{Ri}$  est considérée comme une poutre de répartition d'axe  $Ot$ , de hauteur  $e_i$  et d'épaisseur  $e'_i$ , en *équilibre* sous l'effet :

- a) Des forces concentrées  $F_j^{(i)}$  sous les ancrages logés dans le panneau.
- b) Des contraintes —  $\sigma(F_j)$ , —  $\tau(F_j)$  qui intéressent directement le panneau;  $\sigma(F_j)$  et  $\tau(F_j)$  représentant les contraintes, calculées selon les formules habituelles de la Résistance des Matériaux dans la section  $S_A$  de la pièce, qui constituent un système de forces équivalent à l'ensemble des  $F_j$ .

c) Des efforts  $R_k^{(j)}$  apportés par les autres panneaux au niveau de leur encastrement sur le panneau i.



L'équilibre de l'élément ABCD conduit alors aux efforts internes suivants, sur le plan de coupe BC parallèle à la fibre moyenne de la pièce :

- Effort tranchant :  $V_x = F_{1x}^{(j)} - X - R_2^{(j)}$
- Moment fléchissant :  $M_t = F_{1x}^{(j)}(t - c_1) - \alpha X - \alpha' R_2^{(j)} + \frac{c_1}{2} (T + R_2^{(j)} - F_{1x}^{(j)})$
- Effort normal :  $N_t = F_{1t}^{(j)} - T - R_2^{(j)}$

avec :

$$\begin{aligned}
 X &= \int_0^t \sigma(F_j) e_1' du \\
 T &= \int_0^t \tau(F_j) e_1' du \\
 R_2^{(j)} &= \int_0^{e_2} \sigma(F_j) (e_2 - e_1') du \\
 R_2'^{(j)} &= \int_0^{e_2} \tau(F_j) (e_2 - e_1') du \\
 \alpha' R_2^{(j)} &= \int_0^{e_2} \sigma(F_j) (e_2 - e_1') (t - u) du.
 \end{aligned}$$

1.2. — Justifications dans les zones de première régularisation (prismes symétriques).

Les effets de surface et d'éclatement qui se manifestent dans ces zones exigent une vérification de l'état des contraintes du béton ainsi que la mise en place d'un ferrailage dont la contrainte de traction est limitée à :

$$\sigma_{s, \text{lim}} = \frac{2}{3} f_s.$$

Les aciers correspondants, qui constituent une adaptation au cas d'espèce des frettages représentés dans le fascicule d'agrément du procédé de précontrainte, doivent être continus sur toute la hauteur e du panneau considéré.

1.2.1. — Effets de surface.

Au voisinage immédiat de  $S_A$ , il y a lieu de disposer une section d'acier :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max(F_{j0})}{\sigma_{s, \text{lim}}}$$

$F_{j0}$  représentant la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié.

1.2.2. — Effets d'éclatement.

1.2.2.1. — Vérification des contraintes du béton.

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage j, la contrainte maximale d'éclatement, sur la ligne d'action de la force de précontrainte  $F_j$ , vaut :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{e' d_j}$$

et la contrainte moyenne de compression longitudinale :

$$\sigma_{xmj} = \frac{F_{j0}}{e' d_j}$$

$d_j$  étant, comme précédemment la hauteur du prisme symétrique associé au niveau j,  $a_j$  la dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage placés à ce niveau j, enfin  $F_{j0}$  la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j.

Il y a lieu de vérifier que :

$$\sigma_{tej} \leq 1,25 f_{tj} \quad \text{et que : } \sigma_{xmj} \leq \frac{2}{3} f_{cj}.$$

1.2.2.2. — Ferrailage d'éclatement.

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_j = 0,25 \left( 1 - \frac{a_j}{d_j} \right) F_{j0}.$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule, une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \sigma_{s, \text{lim}}}$$

le coefficient  $k_j$  prenant les valeurs :

- $k_j = 1$  si j est un niveau extrême
- $k_j = 1,5$  si j est un niveau intermédiaire

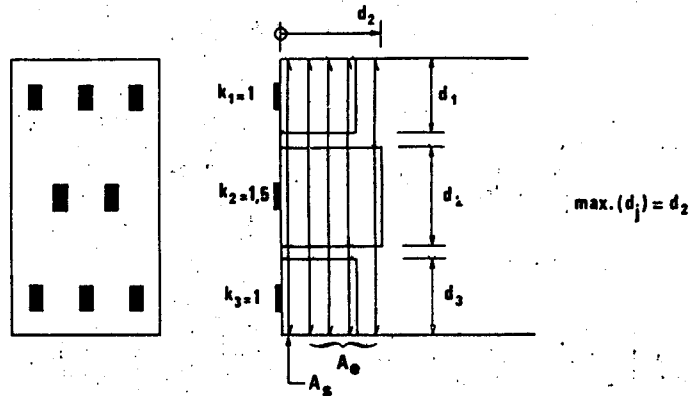
La gravité des conséquences de la défaillance du béton sous un organe d'ancrage est, en effet, fonction de la géométrie de la section et des conditions de groupement des corps d'ancrage. Dans la masse de la pièce, il est possible de tenir compte, en cas de défaillance locale du béton, de l'assistance des zones voisines. Au contraire, pour un ancrage isolé ou pour des ancrages implantés au voisinage des parements de la pièce, il n'y a aucune possibilité de rattrapage.

On dispose, en définitive, une section d'aciers transversaux :

$$A_s = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max (A_{e_j}) \\ 0,15 \frac{\max (F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right.$$

sur une zone de longueur égale à  $\max (d_j)$  en aval de  $S_A$ .

Ces armatures, continues sur toute la hauteur du panneau, sont réparties de telle façon que chaque prisme symétrique  $d_j \times d_j$  soit traversé par une section d'aciers au moins égale à  $A_{e_j}$ .



### 1.3. — Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.

Les justifications correspondantes doivent être menées dans la phase de construction ou d'exploitation la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré, compte tenu de la valeur de calcul des forces de précontrainte pendant cette phase.

Les efforts sont calculés comme indiqué en 1.1. en remplaçant toutefois les forces concentrées  $F_j$  par des forces uniformément réparties sur la largeur  $a_j$  de plaques d'ancrage.

#### 1.3.1. — Justification des contraintes.

A défaut d'une méthode de calcul plus élaborée on peut évaluer, sur chaque plan de coupe d'ordonnée  $t$ , la contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{c'l_r}$$

A chaque niveau  $t$ ,  $\tau_d$  est cumulée algébriquement avec la contrainte  $\tau$  la plus défavorable qui résulte de l'équilibre, selon la Résistance des Matériaux, de l'ensemble des sollicitations (y compris celles que développent les câbles ancrés dans  $S_A$ ) appliquées à la pièce. On évalue ainsi la contrainte globale maximale de cisaillement :  $\tau_{g \text{ max}} = \max_i (\tau_d + \tau)$  et l'on doit vérifier que  $\tau_{g \text{ max}}$  ne dépasse pas  $1,5 f_{ij}$ .

Dans le cas où des armatures de précontrainte transversales traversent le plan de coupe, la contrainte normale de compression qui en résulte peut être soustraite de  $\tau_{g \text{ max}}$ .

#### 1.3.2. — Armatures d'équilibre général.

Là encore, la contrainte de traction des aciers passifs est limitée à  $\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_c$ .

Les armatures transversales régnant dans la zone de régularisation des contraintes, entre  $S_A$  et  $S_R$ , doivent satisfaire globalement à la règle des coutures, l'effort tangent étant écrié à la valeur :

$$V_{xe} = V_x \left[ 1 - \left( \frac{f_{ij}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

Si  $N_{ic}$  est l'effort normal au niveau où  $|V_x| = |V_x|_{\text{max}}$  (effort normal compté positivement s'il est de compression), cette règle des coutures conduit, dans le cas fréquent où les aciers en question sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\text{max}} - N_{ic}}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

Lorsque la section d'armature ainsi calculée est inférieure au cumul de celles résultant des vérifications précédentes (1.2.1., 1.2.22.) aucun renforcement d'armature n'est nécessaire. Dans le cas contraire, des armatures transversales complémentaires, de même façonnage doivent être mises en place de façon à ce que la section totale des aciers entre  $S_A$  et  $S_R$  soit au moins égale à  $A_c$ .

Ces armatures complémentaires éventuelles sont uniformément réparties à partir de  $S_A$  sur une longueur au plus égale à  $\frac{2l_r}{3}$ .

## 2. POST-TENSION. EXTENSION AUX CAS OU $S_A$ N'EST PAS SECTION D'ABOUT

### 2.1. — Généralités.

Lorsque  $S_A$  n'est pas section d'about, des perturbations à la répartition des contraintes selon la Résistance des Matériaux se manifestent non seulement en aval, de  $S_A$  (entre  $S_A$  et  $S_R$ ) mais également en amont de  $S_A$ , jusqu'à la section  $S'_R$  symétrique de  $S_R$  par rapport à  $S_A$ .

Par ailleurs, entre  $S_A$  et  $S_R$ , les indications données en 1.1 ne sont pas directement transposables.

Pour limiter une éventuelle fissuration, il convient, après avoir procédé aux mêmes vérifications des contraintes du béton qu'en 1.2.21. et 1.3.1., de disposer entre  $S_R$  et  $S'_R$  des armatures transversales et longitudinales dont la détermination, à défaut d'un recours à des méthodes de calcul plus élaborées, résultent des indications données ci-après.

Plusieurs cas sont, en fait, à examiner :

- a) Cas où  $S_A$  n'est jamais section d'about, même au moment des mises en tension.
- b) Cas où  $S_A$ , provisoirement section d'about au moment des mises en tension fait office de section de joint ou de reprise dans une construction par phases.
- c) Cas des sections de couplage.

2.2. — Ferrailage transversal.

Après avoir calculé selon 1.2.1., 1.2.22. et 1.3.2. les sections d'acier  $A_s$ ,  $A_c$  et  $A_c$ , il y a lieu de leur substituer des sections  $\lambda_s A_s$ ,  $\lambda_c A_s$  et  $\lambda_c A_c$ , les coefficients  $\lambda$  prenant les valeurs suivantes :

Cas	Entre $S_A$ et $S_R$			Entre $S_A$ et $S'_R$		
	$\lambda_s$	$\lambda_c$	$\lambda_c$	$\lambda_s$	$\lambda_c$	$\lambda_c$
a	1	1	0,6	0,6	0,6	0,6
b	1	1	1	0,3	0,3	0,3
c	1	1	1	0,6	0,6	0,6

Ces nouvelles sections d'acier, à disposer entre  $S_A$  et  $S_R$  d'une part, entre  $S_A$  et  $S'_R$  d'autre part, obéissent dans chacune de ces zones à la règle de non cumul de 1.3.2 et le façonnage ainsi que la répartition des armatures correspondantes découlent directement des indications de 1.2.1., 1.2.22. et 1.3.2.

2.3. — Ferrailage longitudinal.

2.3.1. — Cas où  $S_A$  n'est jamais section d'about (cas a)

Deux configurations sont alors possibles, les ancrages étant logés :

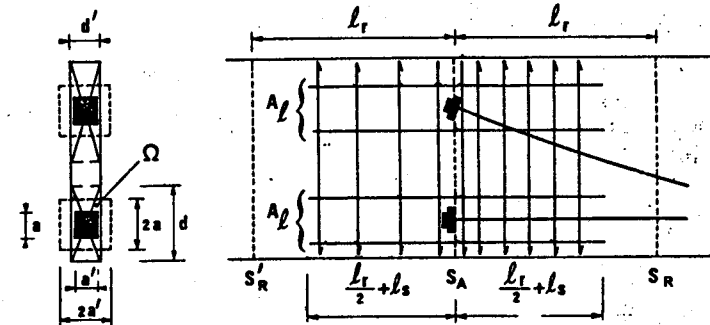
- soit dans l'épaisseur  $e'$  du panneau (ancrages morts),
- soit dans des bossages.

Lorsque les ancrages sont situés dans l'épaisseur  $e'$  du panneau, on associe, dans le plan de  $S_A$ , à chaque corps d'ancrage deux rectangles centrés sur lui :

- le rectangle de première régularisation, de dimension  $d$  et  $d'$ ,  $d$  (resp.  $d'$ )

représentant comme en 1.1.13. la hauteur du prisme symétrique qu'on affecte au corps d'ancrage pour étudier l'étalement dans le plan  $\Delta$  (resp.  $\Delta'$ ) ; c'est, dans le plan de  $S_A$ , le plus grand rectangle qu'on puisse associer à l'ancrage sans sortir du béton ni empiéter sur les rectangles homologues relatifs aux autres corps d'ancrage.

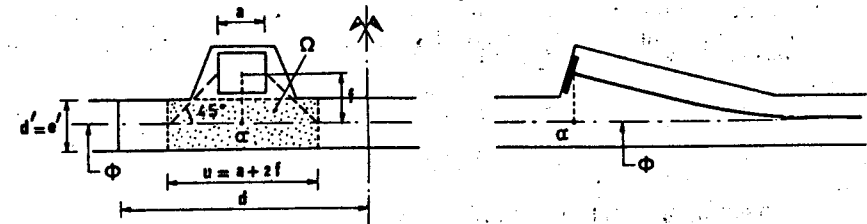
- le rectangle de dimensions  $u = 2a$  et  $u' = 2a'$ ,  $a$  et  $a'$  étant les dimensions du corps d'ancrage parallèlement à  $\Delta$  et  $\Delta'$ .



On considère enfin l'intersection  $\Omega$  de ces deux rectangles.

Lorsque les ancrages sont logés dans des bossages, les deux rectangles dont l'intersection définit  $\Omega$  ont pour centre la projection  $\alpha$  de l'ancrage sur le feuillet  $\Phi$  du panneau qui contient la partie courante de l'armature :

- à l'intérieur du panneau, dans le plan de  $S_A$ , le rectangle de première régularisation, de dimension  $d$  et  $d'$  est, comme précédemment, le plus grand rectangle qu'on puisse affecter à l'ancrage étudié sans empiéter sur les rectangles homologues relatifs aux autres ancrages.
- le deuxième rectangle a pour dimensions  $u = a + 2f$  et  $u' = d'$ .



Si on désigne dans la situation (d'exécution ou d'exploitation) la plus défavorable par :

- F la valeur de calcul de la force sous l'ancrage,
- $\sigma_b$  la contrainte minimale (compatible avec la valeur de F considérée) dans le béton, au niveau de l'ancrage due à toutes les sollicitations autres que la sollicitation isostatique développée par les câbles arrêtés dans  $S_A$ ,



les aciers passifs longitudinaux rencontrant  $\Omega$  doivent présenter une section au moins égale à :

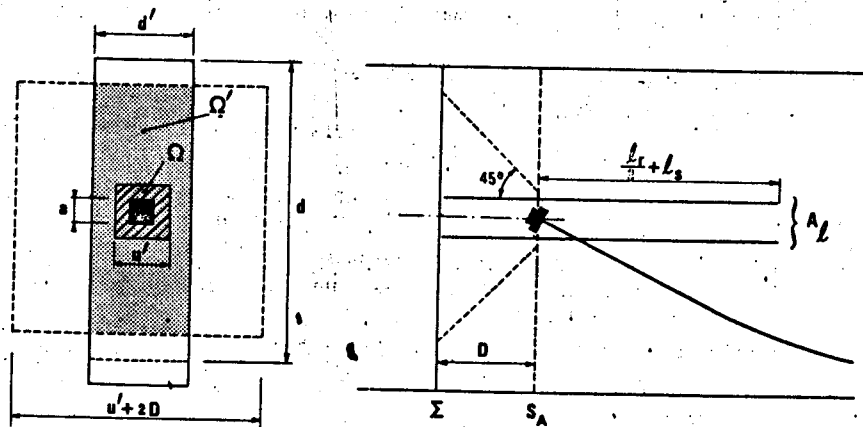
$$A_s = \frac{1}{\sigma_{s \text{ lim}}} \left( \frac{F}{2} - \Omega \sigma_b \right)$$

Ils règnent sur une longueur minimale égale à  $\frac{l_r}{2} + l_s$  de chaque côté de  $S_A$ ,  $l_r$  étant la plus grande des deux longueurs de régularisation associées au panneau concerné et  $l_s$  la longueur de scellement droit des armatures passives utilisées, sauf si à une distance  $D < \frac{l_r}{2} + l_s$  de  $S_A$  existe un joint nécessitant leur arrêt (joint collé par exemple).

Dans ce cas, il y a lieu de procéder, au niveau de la section  $\Sigma$  du joint, à la vérification complémentaire suivante :

$$\Omega' \sigma_b \geq \frac{F}{2}$$

$\Omega'$  ayant dans  $\Sigma$  la même définition que  $\Omega$  dans  $S_A$  à cette réserve près que le rectangle de dimension  $u$  et  $u'$  est remplacé par le rectangle de dimensions  $(u + 2D)$  et  $(u' + 2D)$ .



2.3.2. — Cas où  $S_A$  est provisoirement section d'about au moment des mises en tension (cas b).

Alors l'effet d'entraînement, n'est plus qu'une conséquence du fluage.

Les armatures passives longitudinales, de même façonnage qu'en 2.3.1. doivent présenter, en reprenant les notations de ce paragraphe, une section minimale au moins égale à :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{s \text{ lim}}} \left( \frac{F}{4} - \Omega \sigma_b \right)$$

seule la situation d'exploitation étant à considérer pour évaluer  $F$  et  $\sigma_b$ .

2.3.3. — Cas des sections de couplage (cas c).

Alors, comme il est indiqué à l'article 6.1.5. du présent règlement, les armatures passives longitudinales dont la continuité doit être assurée sur une longueur minimale égale à  $\frac{l_r}{2} + l_s$  de chaque côté du joint, sont dimensionnées de façon à satisfaire aux conditions de la classe III dans l'hypothèse conventionnelle où la force transmise par les armatures de précontrainte couplées se trouverait réduite aux deux tiers de sa valeur théorique.

### 3. ZONES D'INTRODUCTION DE LA PRÉCONTRAÎNTE. CAS DE LA PRÉ-TENSION

3.1. — Généralités.

Les indications données en 1.1. et 2.1. demeurent valables moyennant les remarques suivantes :

— la longueur de régularisation  $l_{r1}$  à considérer pour étudier l'étalement de la précontrainte parallèlement au plan  $\Delta_1$  dans un panneau rectangulaire de dimensions  $e_1 \times e'_1$  est égale à :

$l_{r1} = e_1$  si le panneau ne contient pas d'armatures de précontrainte et à :

$$l_{r1} = \max. \left\{ \begin{array}{l} e_1 \\ \sqrt{(0,8 l_{rn})^2 + d_{p1}^2} \end{array} \right. \text{ dans le cas contraire,}$$

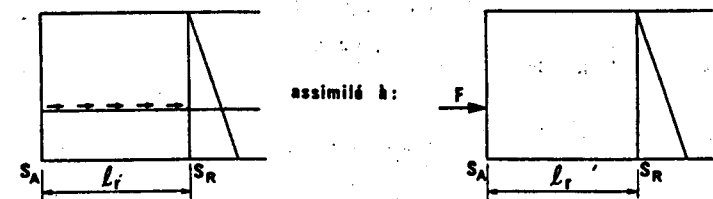
$d_{p1}$  désignant la distance du barycentre des armatures de précontrainte contenues dans le panneau à la fibre extrême de celui-ci la plus éloignée dans le plan  $\Delta_1$ ;

- les effets de surface sont généralement faibles;
- les effets d'éclatement, en revanche, prennent une importance accrue à cause du gonflement des armatures.

Comme pour la post-tension, l'étude de la diffusion se fait en deux étapes :

- première régularisation,
- équilibre général.

Pour ce dernier, on considère, de façon conventionnelle, que la force transmise par une armature au droit de la section  $S_R$  est appliquée au béton dans  $S_A$  par l'intermédiaire d'un ancrage fictif.



Il est loisible d'admettre que la force  $F$  est répartie sur une hauteur égale à l'entr'axe minimal entre armatures successives dans le plan d'étalement étudié tel qu'il résulte des prescriptions de l'article 10.3.2. du présent règlement.

3.2. — Justifications dans la zone de première régularisation.

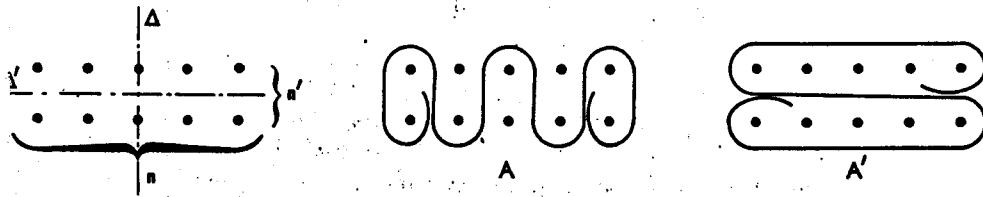
Les effets d'éclatement exigent la mise en place d'un frettage dont la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{s,lim} = \frac{2}{3} f_s.$$

Parallèlement à chaque plan d'étalement  $\Delta$ , l'effort d'éclatement est pris égal à la plus élevée des 2 valeurs suivantes :

$$0,04 NF \text{ ou } 0,10 nF$$

$F$  étant la valeur de calcul de la force de précontrainte après relâchement, dans une armature au droit de la section  $S_R$ ,  $N$  le nombre total d'armatures et  $n$  le maximum du nombre d'armatures que comporte chacun des lits perpendiculaires à  $\Delta$ .



Dans l'exemple ci-dessus, on a ainsi  $n = 5$ ,  $n' = 2$  et  $N = nn' = 10$ . L'ensemble des brins verticaux des frettes  $A$  doit donc équilibrer :

$$\max. \begin{cases} 0,04 NF = 0,4 F \\ 0,10 nF = 0,5 F \end{cases} = 0,5 F.$$

L'ensemble des brins horizontaux des frettes  $A'$  :

$$\max. \begin{cases} 0,04 NF = 0,4 F \\ 0,10 n'F = 0,2 F \end{cases} = 0,4 F.$$

Ces armatures sont réparties sur une longueur égale à  $\frac{L_{an}}{4}$  à partir de l'about.

3.3. Justifications vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure.

Elles sont conduites conformément aux indications données en 1.3., et en 2. Toutefois, pour tenir compte de l'introduction progressive des forces de précontrainte, les efforts d'équilibre général de diffusion pure sont frappés conventionnellement du coefficient minorateur  $\frac{1}{2}$ .

4. CUMUL DES ARMATURES TRANSVERSALES DE DIFFUSION AVEC LES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT ET DE TORSION

Dans les zones où, selon les règles précédentes, on est conduit à disposer des armatures transversales de diffusion, ces armatures ne se cumulent pas avec celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (en application du chapitre 7) dans la mesure où ces deux catégories d'armatures ont le même façonnage.

La section d'aciers transversaux à mettre en place dans ces zones est la plus grande des deux suivantes :

- la section  $A_1$  que donne l'application de la présente annexe.
- 1,5 fois la section  $A_2$  à laquelle conduisent les prescriptions du chapitre 7, sauf si  $1,5 A_2 > A_1 + A_2$  auquel cas, on se limite à  $A_1 + A_2$ .

DEUXIÈME PARTIE

ZONES D'APPUI SIMPLE D'ABOUT

1. GÉNÉRALITÉS

Ces zones doivent faire l'objet des quatre vérifications suivantes :

- a) Justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte conformément à la première partie de la présente annexe.
- b) Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes selon 7.4.
- c) Justifications relatives à la bielle d'about selon 7.5.1.
- d) Justifications de l'équilibre du coin inférieur selon 7.5.2.

Bien que menées séparément pour la commodité des calculs, ces vérifications sont complémentaires et constituent un ensemble indissociable.

En ce qui concerne les deux dernières, effectuées sous sollicitations ultimes, on procède, en pratique, dans l'ordre indiqué ci-dessous :

- on s'attache tout d'abord à assurer l'équilibre de la bielle d'effort tranchant, de préférence par les seules armatures de précontrainte; celles nécessaires pour cet équilibre sont implantées, dans la mesure du possible, à faible distance au-dessus de l'appui, et leurs organes d'ancrage disposés au-delà de celui-ci;
- on vérifie ensuite l'équilibre du coin inférieur qui peut nécessiter la mise en place d'armatures passives de complément, lorsque certains impératifs particuliers ne permettent pas de satisfaire simultanément aux deux conditions d'équilibre par les seules dispositions d'armatures relatives à la première vérification. Il peut s'agir, par exemple, de dispositions de coffrage imposées (notamment une très faible distance entre la face d'about de la pièce et le nu intérieur de l'appui), de l'emploi d'unités de précontrainte importantes utilisées en faible nombre, etc.

## 2. BIELLE D'ABOUT

Le mécanisme de rupture proposé résulte de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparant du reste de la pièce un bloc d'about.

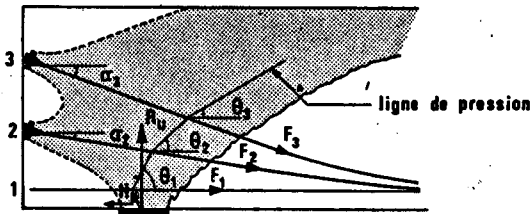
### 2.1. — Conditions générales d'équilibre.

Si l'on fait abstraction de la part  $Q_u$  des charges appliquées au voisinage de l'appui que l'on peut considérer comme directement transmise à cet appui en application de 7.1.31. et qui doit faire l'objet de justifications complémentaires selon 2.2. ci-après, et si l'on néglige les autres charges extérieures appliquées au bloc d'about, la ligne de pression, à l'intérieur de ce bloc est une ligne polygonale partant du milieu de l'appareil d'appui, dont les sommets se situent sur la ligne d'action des différentes forces exercées par les armatures de précontrainte ou passives, longitudinales ou transversales, ancrées à l'about au droit de l'âme.

$R_u$  représentant donc ici la composante verticale de la réaction d'appui à l'état-limite ultime calculée sans tenir compte de  $Q_u$ , et  $H_u$  désignant la composante horizontale de cette même réaction, la ligne de pression en question, dans la mesure où l'on néglige l'effet des armatures transversales, présente, entre les niveaux  $k$  et  $k + 1$  d'armatures longitudinales, une inclinaison  $\theta_k$  définie par :

$$\operatorname{tg} \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{i=k} F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1} F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Dans cette expression, les  $F_i$  sont les forces effectivement transmises par les différentes armatures longitudinales ancrées à l'about lorsque l'état-limite ultime est atteint, que ces armatures, inclinées de  $\alpha_i$  sur la fibre moyenne soient de précontrainte ou passives.



Faute d'une représentation appropriée des déformations, les  $F_i$  ne sont pas directement accessibles au calcul.

En revanche, si l'on désigne par  $F_{i \text{ lim}}$  les forces limites correspondantes, évaluées à partir des contraintes définies en 7.5.11., on peut raisonner sur la ligne de pression

limite dont l'inclinaison  $\theta'_k$  entre les niveaux  $k$  et  $k + 1$  d'armatures longitudinales est donnée par :

$$\operatorname{tg} \theta'_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{i=k} F_{i \text{ lim}} \sin \alpha_i}{\sum_{i=1} F_{i \text{ lim}} \cos \alpha_i - H_u}$$

$\theta'_k$  ne devient inférieur à l'angle  $\beta$  défini en 7.5.1. du présent règlement qu'à partir du niveau  $r$  défini par

$$\operatorname{tg} \theta'_r \leq \operatorname{tg} \beta \quad \text{et} \quad \operatorname{tg} \theta'_{r-1} > \operatorname{tg} \beta. \quad (1)$$

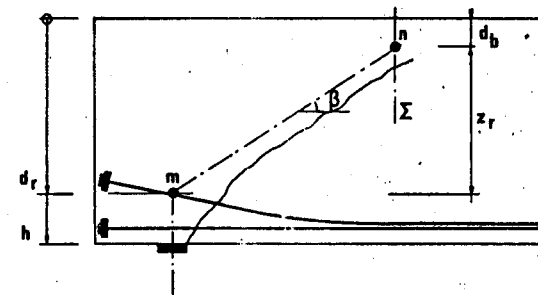
Pour qu'un tel niveau  $r$  existe, il est nécessaire que :

$$\Sigma F_{i \text{ lim}} \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \Sigma F_{i \text{ lim}} \sin \alpha_i) \operatorname{cotg} \beta \quad (2)$$

les sommations étant étendues à toutes les armatures ancrées à l'about.

La vérification visée en 7.5.11. consiste donc à s'assurer que l'inégalité (2) est bien satisfaite.

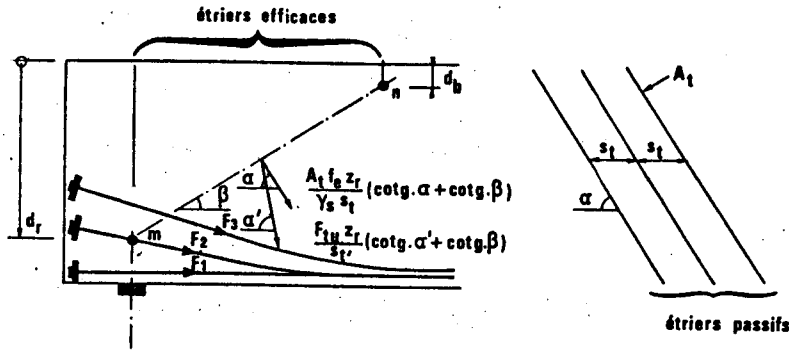
Pour schématiser le phénomène, on considère alors que le flux des contraintes de compression intéresse au niveau  $r$ , défini par les inégalités (1), repéré conventionnellement sur l'axe de l'appareil d'appui et situé à la distance  $d_r$  de la fibre supérieure, une bielle d'axe  $mn$  d'inclinaison  $\beta$  et de hauteur :  $z_r = d_r - d_b$ ,  $d_b$  désignant la distance à l'extrados de la résultante des contraintes de compression (à défaut de calcul plus élaboré, il est loisible de retenir :  $d_b = \frac{h}{10}$ ).



Si l'on admet que les étriers cousant efficacement la fissure sont ceux qui rencontrent la droite  $mn$  et que ces armatures sont plastifiées à l'état-limite ultime, l'équilibre du bloc d'about exige que le béton, au droit de  $\Sigma$ , transmette un effort vertical :

$$W = R_u - \Sigma F_i \sin \alpha_i - \frac{z_r}{s_i} A_i \frac{f_c \sin(\alpha + \beta)}{\gamma_s \sin \beta} - \frac{z_r}{s_r} F_{ru} \frac{\sin(\alpha' + \beta)}{\sin \beta}$$

les notations utilisées étant celles de l'article 7.3.



Dans cette formule la sommation s'étend à toutes les armatures longitudinales ancrées à l'about de la poutre.

En règle générale, les  $F_i$ , du fait de la fissuration, sont supérieures aux forces prises en compte dans les armatures longitudinales pour évaluer  $V_{red,u}$  et donc :

$$R_u - \Sigma F_i \sin \alpha_i \leq V_{red,u} \quad \text{ou} : \quad \frac{R_u - \Sigma F_i \sin \alpha_i}{b_n z} \leq \tau_{red,u}$$

Ainsi :

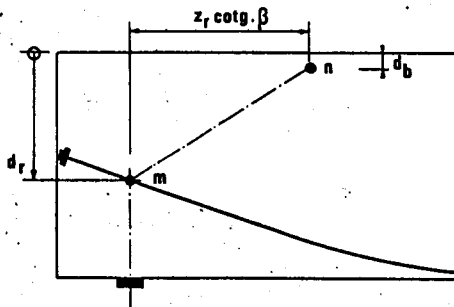
$$\frac{W}{b_n z} \leq \tau_{red,u} - \frac{z_r}{z} \left[ \frac{A_t f_s \sin(\alpha + \beta)}{b_n s_t \gamma_s \sin \beta} + \frac{F_{lim}}{b_n s_r} \frac{\sin(\alpha' + \beta)}{\sin \beta} \right]$$

La sécurité impose, comme indiqué en 7.3.22. que  $\frac{W}{b_n z}$  soit inférieur à  $\frac{f_{tj}}{3}$ .

Si donc  $z_r \geq z$ , le calcul habituel selon 7.4. donne une densité suffisante d'étriers sur la longueur  $z \cotg \beta$ .

En revanche, si  $z_r < z$ , la densité résultant de ce calcul doit être majorée dans le rapport  $\frac{z}{z_r}$  sur la longueur  $z_r \cotg \beta$ .

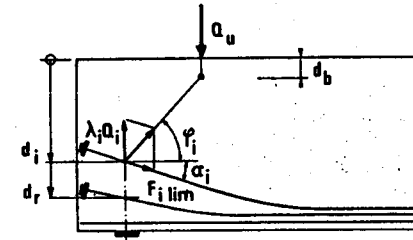
La figure ci-dessous illustre le cas où l'armature assurant l'équilibre horizontal de la bielle d'effort tranchant est implantée à une distance importante au-dessus de l'appui ( $z_r < z$ ).



Alors, les armatures transversales susceptibles d'équilibrer  $V_{red,u}$  à l'appui doivent être réparties sur la longueur  $z_r \cotg \beta < z \cotg \beta$ .

## 2.2. - Prise en compte des charges transmises directement à l'appui.

On considère que la transmission à l'appui se fait par l'intermédiaire de bielles partant de la verticale de la résultante  $Q_u$  des charges en question à une distance  $d_b$  de l'extrados et aboutissant à la verticale de l'appui sur des armatures de niveau  $i > r$  ( $d_i < d_r$ ).



Chaque armature  $i$  ne peut contribuer à l'équilibre que d'une part  $\lambda_i$  de l'effort vertical telle que :

$$\lambda_i Q_u = \frac{F_{i \text{ lim}} \sin(\varphi_i + \alpha_i)}{\cos \varphi_i}$$

La stabilité du système exige donc la mobilisation des armatures longitudinales jusqu'au niveau  $r'$  défini par :

$$\sum_{i=r+1}^{i=r'} \lambda_i \geq 1 \quad \text{et} \quad \sum_{i=r+1}^{i=r'-1} \lambda_i < 1$$

la vérification visée de 7.5.11. consistant tout simplement à s'assurer de l'existence d'un tel niveau  $h'$ .

Remarque : Si  $Q_u$  est faible en regard de  $R_u$ , il est loisible d'intégrer  $Q_u$  à  $R_u$  et de se limiter aux justifications du paragraphe 2.1. précédent.

## 2.3. - Cas de la pré-tension, lorsque l'équilibre horizontal de la bielle d'effort tranchant ne peut être assuré par les seules armatures de précontrainte.

Les armatures utilisées étant pratiquement toujours rectilignes, ce cas se rencontre lorsque :

$$\frac{F_p}{\gamma_p} = \frac{\Sigma F_{ai}}{\gamma_p} < R_u \cotg \beta + H_u = \Phi$$

Des armatures passives de complément sont donc nécessaires, mais il n'est pas admissible de déterminer leur section pour équilibrer l'effort  $\Phi - \frac{F_p}{\gamma_p}$ . En effet, les

scellements des armatures passives et de précontrainte sont mobilisés par des mécanismes différents (en particulier à partir des extrémités opposées des scellements) dont le fonctionnement ne peut pas être parallèle.

Dans ces conditions, on peut admettre que l'effort  $\Phi$  est équilibré par l'ensemble des armatures passives et de précontrainte considérées comme armatures de béton armé, leur scellement étant vérifié, conformément à l'article A.6.1. du B.A.E.L., en tenant compte de la plus faible valeur des coefficients de scellement  $\psi_s$  et  $\psi_{sp}$ , relatifs à ces deux types d'armatures.

Un tel fonctionnement impliquant un établissement de la précontrainte à partir de l'about plus lent que selon 8.4.1, il peut y avoir lieu, dans certains cas particuliers, d'examiner les répercussions que ce fait entraîne sur la tenue des pièces intéressées, sur une certaine longueur à partir de l'about.

Par ailleurs, lorsqu'une pièce préfabriquée est prolongée dans la construction définitive par un élément de béton coulé en place, les armatures passives et de précontrainte peuvent être laissées en attente à la préfabrication, avec façonnage éventuel, et leur scellement est alors obtenu en partie dans le béton de 2<sup>e</sup> phase.

Lorsque  $\frac{F_s}{\gamma_s} < \Phi$ , il est loisible de tenir compte de cet effet dans les mêmes conditions que précédemment, en procédant par cumul des efforts ancrés successivement.

### 3. ÉQUILIBRE DU COIN

#### 3.1. — Principe.

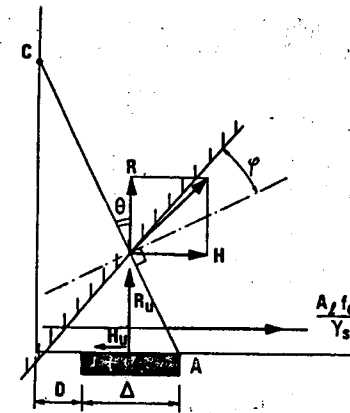
On considère les plans de rupture les plus probables partant du nu intérieur de l'appareil d'appui et séparant du reste de la pièce un coin inférieur.

À défaut de méthodes plus probantes, on estime que la sécurité est assurée lorsque la résultante des forces agissant sur le coin (réaction d'appui et forces de précontrainte prises avec leurs valeurs limites selon 7.5.) et des forces que sont susceptibles de développer les armatures passives assurant la couture fait avec la normale au plan de rupture AC un angle au plus égal à  $\varphi$ ;  $\theta$  angle de frottement interne du béton, est pris, par sécurité, égal à  $\text{Arctg} \frac{2}{3}$ .

Dans la pratique, les aciers passifs de couture sont la plupart du temps horizontaux de telle sorte que la condition précédente s'écrit :

$$\frac{A_s f_s}{\gamma_s} \geq \lambda (R_u + F_{V \text{ lim}}) + H_u - F_{H \text{ lim}}$$

- avec :  $A_s$  = section des aciers de couture  
 $R_u$  = composante verticale de la réaction d'appui  
 $H_u$  = composante horizontale de la réaction d'appui  
 $F_{H \text{ lim}}$  = composante horizontale de la force de précontrainte arrêtée dans le coin (force prise avec sa valeur limite selon 7.5.)  
 $F_{V \text{ lim}}$  = composante verticale de cette même force  
 et :  $\lambda = \frac{\cotg \varphi - \text{tg} \theta}{1 + \cotg \varphi \text{tg} \theta} = \frac{1,5 - \text{tg} \theta}{1 + 1,5 \text{tg} \theta}$



$$R = R_u + F_v \text{ lim}$$

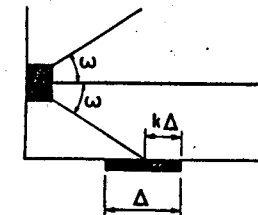
$$H = \frac{A_s f_s}{\gamma_s} + F_H \text{ lim} - H_u$$

#### 3.2. — Couture minimale.

Dans le cas de la post-tension, même lorsque la vérification précédente conduit à  $A_s = 0$ , il y a lieu de mettre en place une section minimale d'aciers passifs de couture  $A_{s \text{ min}}$  donnée par la règle suivante :

$k \Delta$  désignant la longueur de l'appareil d'appui directement couverte par le flux de précontrainte, d'ouverture  $2\omega$  (avec  $\omega = \text{Arctg} \frac{2}{3}$ ), issu de l'ancrage le plus bas,

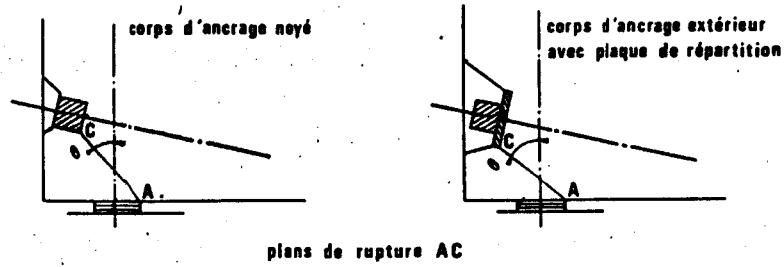
$$A_{s \text{ min}} = \frac{0,04 R_u}{f_s / \gamma_s} (5 - 4k) \quad (0 \leq k \leq 1)$$



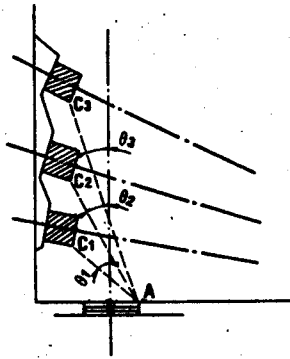
#### 3.3. — Détermination des plans de rupture les plus probables.

Dans le cas de la post-tension, ce sont les plans définis ci-dessous :

a) Lorsque les armatures de précontrainte du premier cours, le plus proche de l'appui fournissent un effort suffisant pour équilibrer la bielle d'effort tranchant la ligne de rupture la plus probable, pour laquelle la vérification définie en 3.1. doit être faite, est la droite joignant le nu intérieur de l'appui à l'angle inférieur avant des corps d'ancrage du premier cours.



b) Lorsque la bielle d'effort tranchant est équilibrée par des armatures de précontrainte disposées selon plusieurs cours, il y a lieu de considérer successivement toutes les lignes de rupture possibles joignant le nu intérieur de l'appui à l'angle inférieur avant des corps d'ancrage de chacun des cours intéressés.



L'étude de l'équilibre des divers coins inférieurs considérés est menée en tenant compte des forces de précontrainte traversant chaque plan de rupture.

La section d'armatures passives à prévoir est la section maximale résultant de ces vérifications successives.

## ANNEXE 5

### OUVRAGES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS

#### 1. DOMAINE D'APPLICATION

La présente annexe a pour objet de rassembler les données relatives au béton de granulats légers, appelé béton léger pour simplifier, permettant l'application du règlement aux ouvrages en béton léger précontraint.

Par opposition, le béton traditionnel désignera le béton réalisé avec des granulats naturels, siliceux, calcaires ou silico-calcaires.

Cette annexe ne s'applique toutefois qu'aux bétons légers pleins, réalisés avec des granulats légers d'argile ou de schiste expansé au four rotatif, et du sable naturel, et dont la résistance à la compression est supérieure à 20 MPa.

Les granulats légers d'argile ou de schiste expansé doivent être des granulats nodulaires de la classe C, conformes aux prescriptions de la norme NFP 18-309. Toutefois, pour des structures courantes, soumises à des contraintes modérées, il peut être admissible d'utiliser des granulats nodulaires de la classe B de cette norme.

#### 2. CARACTÈRES DU BÉTON LÉGER À INTRODUIRE DANS LES CALCULS

Les caractères de base du béton léger sont d'une part sa résistance à la compression à 28 jours, et d'autre part sa masse volumique sèche. Des valeurs de ces caractères sont déduites les valeurs des caractères suivants :

- la masse volumique,
- les résistances à la compression aux âges de j jours, différents de 28,
- les résistances à la traction à différents âges,
- le module de déformation longitudinale du béton.

Les autres données nécessaires au calcul concernent les caractères suivants :

- les déformations différées,
- le coefficient de Poisson,
- le coefficient de dilatation thermique.

### 3. MASSE VOLUMIQUE DU BÉTON

#### 3.1. — Masse volumique sèche.

La masse volumique sèche du béton léger, notée  $\rho_{bs}$ , est conventionnellement définie comme la masse volumique du béton léger dans lequel toute l'eau ne servant pas à l'hydratation du ciment se serait évaporée.

Elle est égale à la masse volumique du béton léger frais, notée  $\rho_{b0}$  diminuée de la quantité d'eau évaporable qui est égale à la différence de la quantité d'eau totale entrant dans la fabrication du béton, notée  $E_t$ , et de la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment, évaluée à 0,25 litre par kilogramme de ciment :

$$\rho_{bs} = \rho_{b0} - [E_t - 0,25 \cdot C]$$

où  $\rho_{bs}$ ,  $\rho_{b0}$  et  $E_t$  sont exprimées en tonnes par mètre cube ( $t/m^3$ ).

#### 3.2. Masse volumique de calcul.

Dans les cas courants, la masse volumique de calcul du béton léger, notée  $\rho_{bc}$ , et servant à évaluer le poids propre des éléments de la structure, est donnée par la formule conventionnelle :

$$\rho_{bc} = \rho_{bs} + 0,150$$

dans laquelle  $\rho_{bc}$  et  $\rho_{bs}$  sont exprimées en tonnes par mètre cube ( $t/m^3$ ).

Une précision plus grande est nécessaire lorsque la proportion des armatures est particulièrement faible ou forte, ou lorsque les conditions de conservation de l'ouvrage conduisent à une teneur en eau qui s'écarte largement de la valeur de 50 litres par mètre cube de béton, qui est couramment admise. On peut alors évaluer la masse volumique de calcul du béton léger au moyen de la formule :

$$\rho_{bc} = (\rho_{bs} + \tau)(1 - \omega) + 7,85 \omega$$

où  $\tau$  représente la teneur en eau du béton léger dans les conditions de conservation de l'ouvrage, exprimée en tonnes par mètres cube, et  $\omega$  la proportion d'armatures, actives et passives, rapport du volume d'acier au volume de béton.

#### 3.3. Évaluation de la quantité d'eau contenue dans le béton léger.

Lorsqu'on ne dispose pas de résultats expérimentaux correspondants aux conditions exactes de l'ouvrage, on peut évaluer la teneur en eau du béton léger au moyen des règles suivantes :

- Dans le cas d'une conservation en eau, on peut prendre :

$$\tau = \rho_{b0} - \rho_{bs} + 0,040.$$

- Dans le cas d'une conservation à l'air, on peut admettre que la teneur en eau du béton léger, au temps t, peut être estimée par l'expression :

$$\tau = (\rho_{b0} - \rho_{bs}) \left[ 1 - \left( 1,25 - \frac{1}{1,85 - \frac{\rho_b}{100}} \right) \left( 1 + \frac{4}{2 + r_m} \right) \frac{2\sqrt{t}}{2\sqrt{t} + r_m} \right]$$

où  $t$  est le temps écoulé à partir du bétonnage, exprimé en jours,  $\rho_h$  l'humidité relative de l'atmosphère ambiante, exprimée en pour cent, et  $r_m$  le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

#### 4. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DU BÉTON LÉGER

##### 4.1. Résistance à la compression à 28 jours.

La résistance caractéristique requise à la compression à 28 jours du béton léger, notée  $f_{c28}$ , est définie de la même façon que celle du béton traditionnel. Elle dépend de la résistance spécifique des granulats légers utilisés, et, de façon générale, dépend beaucoup de la masse volumique du béton léger. Elle est d'autant plus faible que la masse volumique du béton léger est faible.

En choisissant un ciment de classe appropriée, en utilisant des granulats légers résistants et un sable naturel convenable, et en étudiant rationnellement la composition granulométrique du béton léger, on peut adopter une valeur de la résistance caractéristique à 28 jours, exprimée en MPa, donnée par la formule :

$$f_{c28} = 30 + 50(\rho_{bs} - 1,70)$$

lorsque la masse volumique sèche du béton léger, exprimée en  $t/m^3$ , est comprise entre 1,50 et 1,75.

On peut noter que, si la production des granulats légers utilisés est homogène, et si la fabrication du béton est soignée, le béton léger est nettement plus régulier que le béton traditionnel.

##### 4.2. Résistance à la compression à des âges différents de 28 jours.

Dans les cas courants, on peut évaluer la résistance à la compression, notée  $f_{cj}$ , du béton léger à l'âge de  $j$  jours à partir de la résistance caractéristique à 28 jours, au moyen des formules suivantes :

$$\begin{aligned} f_{cj} &= [0,680 \log(2j + 1)] f_{c28} & \text{si } 1 \leq j < 7 \\ f_{cj} &= [0,519 + 0,332 \log(j)] f_{c28} & \text{si } 7 \leq j < 28 \\ f_{cj} &= f_{c28} & \text{si } j \geq 28 \end{aligned}$$

log désignant le logarithme décimal.

Dans le cas où le béton subit un traitement thermique, ou dans le cas d'emploi de liants spéciaux, il faut se référer à des résultats expérimentaux.

#### 5. RÉSISTANCE À LA TRACTION DU BÉTON LÉGER

La résistance caractéristique à la traction du béton léger, à l'âge de  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,55 + 0,055 f_{cj}$$

dans laquelle  $f_{cj}$  et  $f_{tj}$  sont exprimées en MPa.

#### 6. DÉFORMATIONS LONGITUDINALES INSTANTANÉES

##### 6.1.

Dans les cas courants, jusqu'aux états-limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton léger un modèle linéaire.

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton léger, noté  $E_{ij}$ , une valeur conventionnelle donnée par :

$$E_{ij} = 1\,650 \sqrt{\rho_{bs}^3 f_{cj}}$$

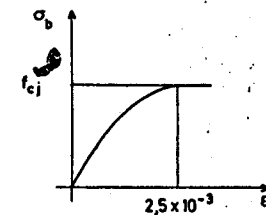
où  $E_{ij}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa, et  $\rho_{bs}$  en  $t/m^3$ .

La microfissuration du béton léger se produisant pour des contraintes supérieures à celles qui produisent la microfissuration du béton traditionnel, le comportement du béton léger est proche de la linéarité dans un domaine plus large, et il n'est pas nécessaire de faire des corrections lorsque les contraintes s'approchent de  $0,70 f_{cj}$ .

##### 6.2.

Lorsqu'on a besoin d'une loi déformation-contrainte représentative du comportement à rupture, notamment dans les calculs aux états-limites ultimes, il est nécessaire de recourir à l'un des modèles suivants :

Dans les cas courants, lorsqu'on n'a pas besoin d'une évaluation précise des déformations, on peut adopter le diagramme parabolique représenté ci-dessous.



Lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations comme c'est le cas notamment pour les calculs au second ordre, il est nécessaire d'adopter un diagramme qui respecte :

— la valeur du module de déformation longitudinale tangent à l'origine pour lequel on peut conserver la formule :

$$E_{ij} = 1\,650 \sqrt{\rho_{bs}^3 f_{cj}},$$

— la valeur de la déformation au pic de contrainte, notée  $\epsilon_{b0}$ , que l'on peut évaluer par la formule :

$$\epsilon_{b0} = 0,82 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}},$$



— et la valeur de la résistance à la compression du béton  $f_{cj}$ .

La formule de Sargin est applicable :

$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) + (k' - 1) \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) + k' \left( \frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2}$$

où le coefficient  $k$  est donné par :

$$k = \frac{E_{ij} \epsilon_{bo}}{f_{cj}}$$

et où le coefficient  $k'$  destiné à ajuster l'allure du début de la branche descendante peut être pris égal à zéro.

### 7. DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

Les déformations différées du béton léger, de retrait et de fluage, peuvent être traitées de la même façon que celles du béton traditionnel.

#### 7.1. Retrait.

##### 7.1.1.

A défaut de résultats expérimentaux, le retrait final du béton léger  $\epsilon_r$  est donné :

— soit par les valeurs forfaitaires suivantes :

$$\begin{aligned} & 4,5 \cdot 10^{-4} \text{ dans le quart sud-est de la France} \\ & 3 \cdot 10^{-4} \text{ dans le reste de la France,} \end{aligned}$$

— soit, lorsqu'on recherche une plus grande précision, par l'expression :

$$\epsilon_r = k_s \epsilon_0.$$

Le coefficient  $k_s$ , qui garde la même signification que dans le cas du béton traditionnel, est évalué par la formule :

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \rho_s}.$$

Le coefficient  $\epsilon_0$  dépend des conditions ambiantes et des dimensions de la pièce.

On prend dans l'eau :

$$\epsilon_0 = -90 \cdot 10^{-6}$$

et dans l'air :

$$\epsilon_0 = (100 - \rho_h) \left( 9 + \frac{120}{10 + 3r_m} \right) 10^{-6}$$

où  $\rho_h$  est l'hygrométrie ambiante moyenne, exprimée en pour cent, et  $r_m$  le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

#### 7.1.2.

On peut évaluer la loi d'évolution du retrait du béton léger au moyen de l'expression :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m + E_a \left[ \frac{\rho_h - 50}{25} + k \right]}$$

où  $t$  est l'âge du béton exprimé en jours,  $r_m$  le rayon moyen de la pièce exprimé en centimètres,  $E_a$  la quantité d'eau absorbée par les granulats légers, exprimée en litres par mètre cube, et  $\rho_h$  l'hygrométrie ambiante moyenne, exprimée en pour cent. Le coefficient  $k$  est donné par

- 0 si  $r_m \leq 4$  cm.
- $\frac{r_m - 4}{r_m}$  si  $r_m > 4$  cm.

#### 7.2. Fluage.

##### 7.2.1.

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de fluage du béton léger,  $K_{fl}$ , est pris égal :

- soit dans les cas courants, à une valeur forfaitaire de 1,
- soit, lorsqu'une plus grande précision est recherchée, à une valeur donnée par la formule :

$$K_{fl} = k_s [k_s + k_c \cdot k(t_1)].$$

Les coefficients  $k_s$ ,  $k_s$ ,  $k_c$  et  $k(t_1)$  gardent la même signification que dans le cas du béton traditionnel.

Le coefficient  $k_s$  garde la même valeur que pour le retrait. Le coefficient  $k_c$  doit être pris égal à 0,20. Le coefficient  $k_c$  est évalué par l'expression :

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{50} + \frac{2 \cdot 100 - \rho_h}{5 \cdot 20 + r_m}$$

où  $\rho_h$  est l'hygrométrie ambiante, exprimée en pour cent, et  $r_m$  le rayon moyen exprimé en centimètres.

Le coefficient  $k(t_1)$  est évalué par la même expression que pour le béton traditionnel :

$$k(t_1) = \frac{100}{100 + t_1}.$$

##### 7.2.2.

On peut évaluer la loi d'évolution du fluage du béton léger au moyen de l'expression :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + \frac{9\sqrt{t_1}}{2\sqrt{t_1} + 1} \sqrt{r_m}}$$

## ANNEXE 6

### LES TRAITEMENTS THERMIQUES DES BÉTONS

#### 1. GÉNÉRALITÉS

L'application d'un traitement thermique\* à un béton entraîne des conséquences :

- sur les valeurs des données, relatives au béton, à prendre en compte dans les calculs (modifications ou compléments au chapitre 2, faisant l'objet de l'article 3, ci-dessous),
- sur l'estimation des pertes de précontrainte (compléments au chapitre 3, faisant l'objet de l'article 4, ci-dessous) :

- dans le cas de la précontrainte par post-tension du fait de la modification des données selon a),
- dans le cas de la précontrainte par pré-tension d'une part du fait de la modification des données selon a), d'autre part de la perte par relaxation des armatures de précontrainte accélérée par l'effet de la température et d'une perte spécifique d'origine thermique qui, combinées, provoquent une chute sensible de la tension des armatures avant leur relâchement et donc avant la mise en compression du béton.

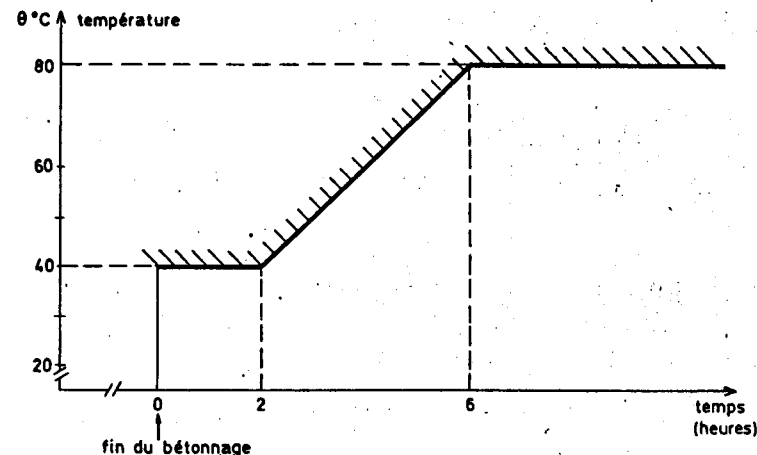
\* Un traitement thermique consiste à assujettir le béton, par un procédé quelconque, à des températures différentes de la température ambiante. Il a pour objet principal de conférer au béton des performances mécaniques élevées à court terme en quelques heures.

#### 2. DOMAINE D'APPLICATION

Les prescriptions des paragraphes 3 et 4 ci-dessous sont applicables dans le cas où le traitement thermique, utilisé pour la fabrication de produits non couverts par une homologation avec contrôle\* respecte les conditions\*\* suivantes, en tous points du béton\*\*\* :

- la température dépasse 40 °C, pendant 6 heures au moins,

— la température est limitée supérieurement par le diagramme ci-dessous :



\* Lorsqu'un produit est couvert par une homologation avec contrôle, la décision correspondante précise notamment les données à prendre en compte dans les calculs.

\*\* Ces conditions constituent des critères d'acceptation d'un traitement thermique pour qu'il puisse être admis, a priori, que les données présentées ci-après sont applicables; elles ne garantissent pas l'absence d'altérations susceptibles de compromettre la durabilité de l'élément.

\*\*\* L'attention est attirée sur le fait que les exigences de température doivent être respectées en tous points du béton ce qui exclut les conditions de durcissement naturelles dans des coffrages non étudiés spécialement pour limiter les déperditions thermiques.

#### 3. EFFETS D'UN TRAITEMENT THERMIQUE RESPECTANT LES CONDITIONS DU PARAGRAPHE 2 SUR LES DONNÉES RELATIVES AU BÉTON À PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS

Les caractères à prendre en compte dans les calculs, relatifs au béton traité thermiquement sont ceux qui sont énumérés à l'article 2.1.; le traitement thermique affecte la valeur de certains d'entre eux conformément aux prescriptions suivantes :

Cette valeur est choisie\*, a priori par le projeteur en tenant compte des possibilités locales.

\* Pour le choix de cette valeur, en l'absence d'informations fiables sur les performances mécaniques du béton traité dans les conditions envisagées, il peut être considéré que le traitement thermique risque d'entraîner une réduction de 10 % de la valeur caractéristique de la résistance à la compression à 28 jours par rapport à celle du même béton non traité thermiquement. Cette réduction tient compte d'un rapport moyen entre la résistance à 28 jours du béton traité et celle du même béton

non traité, d'une part, et de la dispersion plus grande de la résistance du béton traité résultant de la dispersion des températures dans l'élément.

3.2. — Résistance à la compression à un âge différent de 28 jours.

Les valeurs caractéristiques des résistances à la compression aux âges j différents de 28 jours sont définies conventionnellement par les formules\* :

$$f_{cj} = f_{cp} + \frac{f_{c28} - f_{cp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(j - t_p + 1) \quad \text{si } t_p \leq j < 28$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ quel que soit } t_p$$

dans lesquelles :

log désigne le logarithme décimal.

$f_{cp}$  désigne la valeur caractéristique, fixée a priori\*\* et bornée supérieurement à  $f_{c28}$ , de la résistance à la compression du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$t_p$  désigne l'âge du béton, en jours, au moment de la mise en précontrainte.

\* La première de ces formules généralise celle qui figure au commentaire\*\*\*\* de l'article 2.1.2.

\*\* Les traitements courants conduisent normalement à  $f_{cp} > 0,6 f_{c28}$ .

3.3. — Résistance à la traction.

La valeur caractéristique de la résistance à la traction à l'âge de j jours est conventionnellement définie par la formule de l'article 2.1.3. ( $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ ) dans laquelle  $f_{cj}$  a la valeur donnée au paragraphe 3.2. ci-dessus.

3.4. — Module de déformation longitudinale.

Sous des charges instantanées ou rapidement variables appliquées à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  du béton est estimé selon l'article 2.1.4. complété par l'annexe 1.

3.5. — Déformations différées du béton.

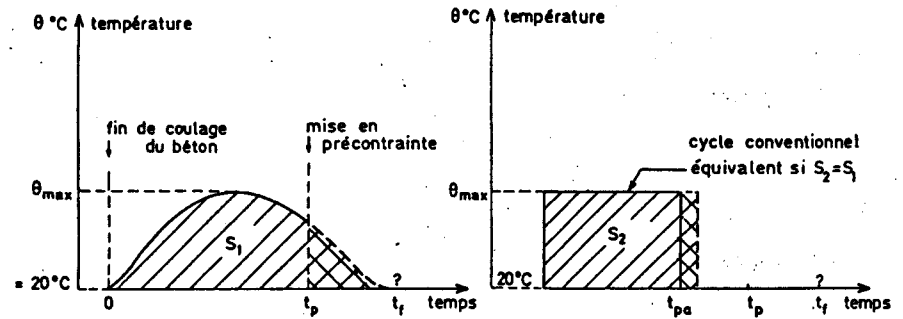
Il est admis que l'ensemble des prescriptions de l'annexe 1 (retrait et fluage) s'applique sous réserve d'augmenter les âges du béton  $t_0$ ,  $t_1$  et  $t$  d'une durée conventionnelle équivalente  $t_{eb}$  donnée par la formule :

$$t_{eb} = t_{pa} 1,08^{\theta_{max} - 20}$$

dans laquelle :

- $\theta_{max}$  est la température maximale dans le béton au voisinage des armatures de précontrainte, exprimée en degrés Celsius, subie au cours du cycle de traitement.
- $t_{pa}$  est la durée moyenne conventionnelle du palier isotherme à la température  $\theta_{max}$ , calculée selon la formule  $t_{pa} = \frac{1}{\theta_{max} - 20} \int_0^{t_f} (\theta(t) - 20) dt$  dans laquelle  $t_f$  est l'âge du béton lorsqu'il est revenu à la température ambiante\*.

\* Cette formule revient à considérer le cycle de température simplifié qui est supposé avoir les mêmes effets sur le béton vis-à-vis des déformations différées que le cycle réellement appliqué; en pratique  $t_f$  étant variable avec les conditions ambiantes et donc mal connu, il est loisible de le remplacer par le temps  $t_p$ , âge du béton au moment de la mise en précontrainte, ce qui est schématisé, dans le cas de la précontrainte par pré-tension ( $t_p < t_f$  en général) par les croquis ci-dessous :



Par souci de simplification et parce que la température ambiante réelle a peu d'incidence sur la modification des déformations différées consécutives au traitement thermique, la température ambiante est prise égale à 20° dans la formule.

Pour un béton traité thermiquement, la déformation relative de retrait est considérée comme nulle pendant le cycle de température du traitement ( $t < t_f$ )\* et se développe ensuite de telle sorte que dans un intervalle de temps ( $t'$ ,  $t''$ ), elle est égale à :

$$\epsilon_r(t', t'') = \epsilon_r[r(t'' + t_{eb}) - r(t' + t_{eb})]$$

où  $\epsilon_r$  et  $r(t)$  sont données dans l'annexe 1; dans ce cas, la déformation totale due au retrait n'est plus  $\epsilon_r$  mais  $\epsilon_r[1 - r(t_f + t_{eb})]$ \*\* où, pour la précontrainte par pré-tension si  $t_p < t_f$ , il est loisible de prendre  $t_f = t_p$  (se reporter au commentaire précédent).

\* Des essais ont montré que le retrait d'un béton convenablement traité (pour lequel, on a évité les déperditions d'eau) est nul ou négligeable pendant le cycle thermique.

Concernant le fluage, les formules de l'annexe 1 s'appliquent directement en ajoutant aux temps la valeur  $t_{eb}$  calculée ci-dessus;\*\* en particulier la déformation de fluage dans l'intervalle ( $t_1$ ,  $t$ ) est prise égale à :

$$\epsilon_{r1}(t) = \epsilon_{ic} K_{r1}(t_1 + t_{eb}) f(t - t_1).$$

\*\* Au stade de l'avant-projet, lorsque les paramètres du cycle ne sont pas fixés et ne permettent pas le calcul de  $t_{eb}$ , il est loisible d'estimer les valeurs des déformations de retrait et de fluage en procédant à leur calcul comme si le béton n'était pas traité, en les réduisant forfaitairement de 25 % pour le retrait et 15 % pour le fluage et en introduisant, pour ce dernier, les mêmes conditions de chargement ultérieures.

3.6. — Coefficient de Poisson; coefficient de dilatation thermique.

Ces caractères sont considérés comme non affectés par un traitement thermique et, par conséquent, les prescriptions des articles 2.1.6. et 2.1.7. s'appliquent.

#### 4. EFFETS D'UN TRAITEMENT THERMIQUE SUR L'ESTIMATION DES PERTES DE PRÉCONTRAINTE

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, un traitement thermique du béton n'a de conséquences, vis-à-vis des pertes de précontrainte, que sur les données relatives au béton à prendre en compte dans les calculs, selon l'article 3 ci-dessus, ces pertes n'intervenant qu'à partir de la mise en précontrainte.

Dans le cas de la précontrainte par pré-tension, un traitement thermique a, en outre, les effets suivants :

- accélération des pertes par relaxation,
- création d'une perte d'origine thermique

intervenant pendant la fabrication de l'élément, avant sa mise en précontrainte.

##### 4.1. — Pertes par relaxation dans le cas d'un élément traité thermiquement et précontraint par pré-tension.

La part de relaxation  $\Delta\sigma_{p1}$ \* qui s'effectue avant le relâchement des armatures est estimée par la formule donnée à l'annexe 2, § 3, dans laquelle on ajoute au temps t (en heures) une durée fictive équivalente

$$t_{ep} = t_{pa} \cdot 1,14^{\theta_{max} - 20}$$

où :

- $\theta_{max}$  est la température maximale en °C, subie au cours du cycle de traitement,
- $t_{pa}$  est la durée conventionnelle en heures du palier isotherme à cette température définie ci-dessus en 3.5.

La tension initiale  $\sigma_{pi}(x)$ , avant pertes de tension différées, est donc égale à la tension à l'origine  $\sigma_{p0}$  diminuée des pertes à la mise en tension (art. 3.4,11.), de la relaxation  $\Delta\sigma_{p1}$  (calculée ci-dessus), de la perte thermique (calculée ci-dessous en 4.2) et de la perte à la mise en précontrainte (art. 3.4,13.).

Pour calculer la part de relaxation  $\Delta\sigma_{p2}$ \*\* qui s'effectue après le relâchement des armatures, on appliquera la méthode exposée à l'annexe 2 qui consiste dans ce cas, à :

- calculer la tension  $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$ ,
- calculer le temps  $t_{eq}$  qui aurait été nécessaire pour conduire à la perte  $\Delta\sigma_{p1}$  sous la tension initiale  $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$ , par application de la formule de l'annexe 2, paragraphe 3, qui s'écrit :

$$\Delta\sigma_{p1} = k_1 \rho_{1000} \left( \frac{t_{eq}}{1000} \right)^{3/4(1-\mu)} \cdot e^{\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} \cdot [\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}]$$

avec

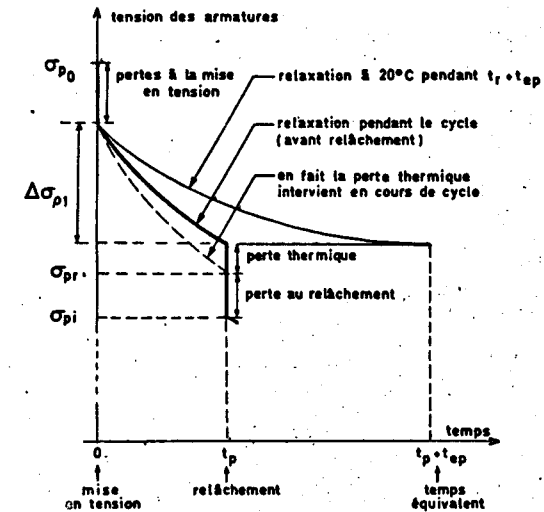
$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}}{f_{prg}}$$

- calculer par application de cette même formule la perte  $\Delta\sigma_p$  au temps  $t_{eq} + 500\,000$  heures, donnant conventionnellement la perte finale :

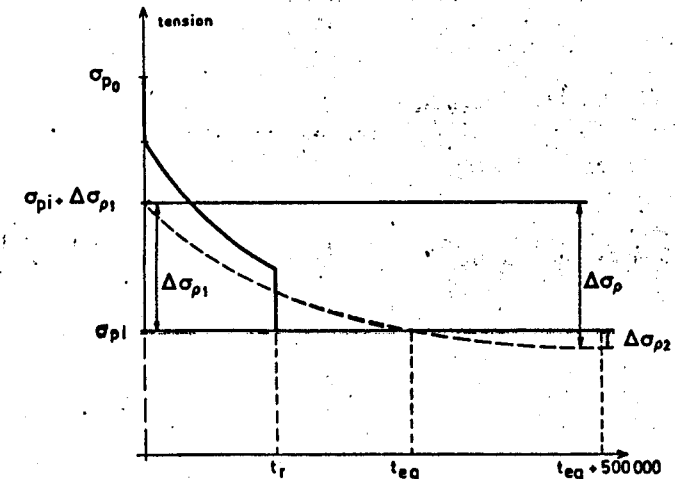
$$\Delta\sigma_p = k_1 \rho_{1000} \left( \frac{t_{eq} + 500\,000}{1000} \right)^{3/4(1-\mu)} \cdot e^{\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} \cdot [\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}]$$

- calculer  $\Delta\sigma_{p2} = \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p1}$ .

##### \* Calcul de $\Delta\sigma_{p1}$



##### \*\* Calcul de $\Delta\sigma_{p2}$



\*\*\* Comme dans le cas des données relatives au béton, si on ne connaît pas, au stade de l'avant-projet, les paramètres permettant de faire le calcul ci-dessus, on admettra que la perte par relaxation  $\Delta\sigma_{p1}$  se produisant au cours du cycle est égale à 75 % de la perte totale  $\Delta\sigma_p$  par relaxation des armatures soumises à la même tension initiale et non chauffées, et que la perte par relaxation  $\Delta\sigma_{p2}$  est égale à  $\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p1}$ .

4.2. — Perte d'origine thermique dans le cas d'un élément traité thermiquement et précontraint par pré-tension.

Cette perte\* notée  $\Delta\sigma_{\theta_{max}}$ , est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\theta_{max}} = E_p \alpha_b (\theta_{max} - \theta_0) (1 - \lambda)$$

où :

$E_p$  et  $\alpha_b$  sont respectivement le module d'élasticité des armatures de précontrainte et le coefficient de dilatation thermique du béton (articles 2.2.5. et 2.1.7.).

$\theta_0$  et  $\theta_{max}$  sont respectivement les températures initiales (à la mise en tension des armatures) et maximale subies par les armatures de précontrainte.

$\lambda$  est un coefficient dont la valeur, en l'absence de résultats expérimentaux probants\*\* est prise égale à 0,10\*\*\*.

\* Cette perte se produit en deux phases au cours de la montée en température :

- La première est induite par la dilatation du béton non adhérent à des armatures assujetties à la longueur fixe du banc, donc à tension décroissante lorsque la température augmente.
- La seconde résulte de la dilatation du béton gênée par les armatures adhérentes.

\*\* Ceux-ci seront fournis notamment dans le cas de produits bénéficiant d'une procédure d'homologation avec contrôle.

La valeur de  $\lambda$  ne pourra être prise supérieure à 0,5.

\*\*\* La valeur 0,10 est choisie de manière à obtenir une valeur probable de la perte dans le cas des traitements les plus défavorables.

## ANNEXE 7

### PRÉCONTRAINTÉ EXTÉRIEURE AU BÉTON

#### 1. GÉNÉRALITÉS

Dans différents ouvrages, les câbles de précontrainte ne sont plus intérieurs au béton mais extérieurs. Selon les cas, le recours à la précontrainte extérieure est total ou partiel.

Cette solution offre un certain nombre d'avantages : facilité de bétonnage, de réglage des gaines, d'enfilage, possibilité (moyennant dispositions adéquates) de remplacement des câbles.

Les indications qui suivent ne s'appliquent pas aux ouvrages haubanés.

#### 2. CONCEPTION GÉNÉRALE

##### 2.1. — Remplacement des câbles.

Dans la mesure où le recours à des câbles extérieurs le permet pour un supplément de coût modéré, il y a lieu de prendre systématiquement toutes dispositions rendant possible leur remplacement. D'une façon générale, l'accès à tous les ancrages correspondant doit être prévu, ainsi que les dégagements nécessaires à la mise en place des dispositifs de détension.

Par ailleurs, il importe que la conception du câblage tienne compte des conditions de remplacement d'un câble, l'ouvrage devant respecter les conditions réglementaires vis-à-vis des états-limites de service, à vide, dans l'hypothèse où un câble est détendu pour être changé.

##### 2.2. — Problèmes vibratoires.

Pour éviter aux câbles des vibrations excessives qui pourraient être à l'origine de phénomènes de fatigue, il convient de limiter leurs longueurs libres.

Si les déviateurs sont très espacés, il faut intercaler, pour tenir les câbles, des dispositifs légers ne reprenant en principe aucun effort, mais capables de bloquer les vibrations.

La plus grande longueur libre d'un câble de précontrainte ne devrait pas dépasser la dizaine de mètres. En cas de doute, il faut calculer la période de vibration

fondamentale des câbles, en supposant qu'il y a un nœud de vibration au droit de chaque attache. Cela conduit à assimiler la distance libre du câble à la demi-longueur d'onde (variation de  $\pi$  de l'argument de la vibration sinusoïdale). Et il faut vérifier que cette période, et celles des harmoniques principales, ne correspondent pas aux principales périodes propres du tablier, et en est suffisamment éloignée.

##### 2.3. — Problèmes de sécurité immédiate.

L'utilisation de câbles extérieurs nus, aussi bien à titre provisoire qu'à titre définitif est interdite, sauf s'il est prévu des dispositifs de maintien capables de reprendre un effort transversal au moins égal à 5 % de la force de tension et dont l'espacement n'excède pas 3 mètres.

#### 3. JUSTIFICATIONS DE CALCUL

##### 3.1. — Tension à l'origine.

La tension à l'origine  $\sigma_{p0}$  des câbles extérieurs est, en premier lieu, soumise aux mêmes limitations que celle des câbles de précontrainte intérieurs au béton (voir article 3.2. du présent règlement).

Elle est, par ailleurs, plafonnée de telle façon qu'une opération de détension n'entraîne pas un dépassement supérieur à  $0,05 f_{pr}$  des valeurs de l'article 3.2.

##### 3.2. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales.

Le comportement des ouvrages à câbles extérieurs est différent de celui des ouvrages à câbles intérieurs au béton injectés au coulis de ciment.

Dans le cas des ouvrages à câbles intérieurs, injectés au coulis de ciment, le coulis assure une liaison entre le câble et le béton, si bien que la variation de déformation de l'acier de précontrainte est égale à celle du béton situé au même niveau. Il se produit donc une surtension favorable des aciers de précontrainte, qui participent ainsi à la résistance de l'ouvrage, non seulement par leur tension permanente, mais aussi par leur surtension.

Les câbles extérieurs au béton ne peuvent recevoir que des surtensions plus faibles. En effet, l'allongement de l'acier de précontrainte est le même tout le long du câble, ou du moins entre deux points d'attache successifs (ancrage ou déviateur) si les cassures angulaires sont suffisamment importantes pour que les frottements bloquent les déplacements du câble. Si les points d'attache du câble sur le béton sont assez rapprochés pour que le câble soit obligé de suivre les déplacements de la structure dans sa déformation, l'allongement du câble est sensiblement égal à la valeur moyenne de la déformation du béton au niveau du câble entre les deux points d'attache.

Si les points d'attache sont très espacés, le câble reste rectiligne entre les points d'attache, et, pour de grandes déformations (états-limites ultimes), son allongement est plus faible que la valeur moyenne de la déformation du béton au niveau du câble.

En attendant que des études plus poussées permettent de mieux apprécier le comportement réel des ouvrages à précontrainte extérieure, il y a donc lieu, pour l'instant, de négliger toute surtension des câbles extérieurs au béton et de faire les justifications tant vis-à-vis des états-limites de service que vis-à-vis des états-limites ultimes en considérant qu'ils introduisent, dans chaque section, des sollicitations constantes définies par leur tension caractéristique ou probable.

Pour les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, il convient de limiter les déformations des structures à câbles extérieurs au béton, compte tenu du fait que les variations d'allongement des câbles peuvent être notablement plus faibles que celles du béton. C'est donc l'allongement du béton sur les fibres extrêmes qu'il faut plafonner à  $10 \times 10^{-3}$ .

Enfin l'action des câbles extérieurs est à prendre en compte avec  $\gamma_p = 1,35$  si cette valeur est plus défavorable que  $\gamma_p = 1$  pour les justifications vis-à-vis des états-limites de stabilité de forme dans la mesure où aucune liaison n'est prévue avec le béton si ce n'est au niveau des ancrages.

## ANNEXE 8

### RÈGLES TRANSITOIRES RELATIVES À LA DÉFINITION DES VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS ET DES COMBINAISONS D'ACTIONS DANS LES CAS COURANTS

En attendant la publication de règlements ou normes de charges établis en cohérence avec les principes des Directives Communes de 1979 relatives au calcul des constructions (circulaire n° 79-25 du 13 Mars 1979), notamment le Fascicule 61 du C.C.T.G., titre III, section II, Charges climatiques, et titre II, Charges routières, les présentes règles définissent, dans les cas courants :

- A) les valeurs représentatives, au sens des Directives Communes sus-visées, des actions permanentes, des charges d'exploitation et des charges climatiques, ainsi que les actions accidentelles sur les appuis des ponts,
- B) les combinaisons d'actions pour la vérification des états-limites ultimes de résistance et des états-limites de service dans le domaine des ponts-routes et des bâtiments.

Dans les cas courants n'interviennent que les actions mentionnées dans la présente annexe.

#### A) VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS

##### 1. ACTIONS PERMANENTES

1.1.

Les actions permanentes autres que la précontrainte sont habituellement les suivantes :

- le poids propre des éléments de la construction,
- le poids des équipements fixes,

- les poids, poussées et pressions des solides et des liquides, lorsque leurs intensités sont pratiquement constantes dans le temps,
- les déformations permanentes imposées,
- les efforts de montage.

1.2.

Pour la plupart de ces actions, la valeur représentative est une valeur nominale unique, calculée à partir des dessins du projet et des masses volumiques moyennes des matériaux.

Pour le poids propre des éléments de la construction, la masse volumique est prise égale à 7,85 tonnes par m<sup>3</sup> pour l'acier et à 2,5 tonnes par m<sup>3</sup> pour le béton armé ou précontraint, sauf circonstances spéciales\*.

\* Ces circonstances spéciales peuvent être : l'utilisation de granulats de forte ou de faible densité (cf. annexe 5 : granulats légers) ou de proportion d'armatures particulièrement forte ou faible.

1.3.

Cependant, lorsqu'une action permanente est susceptible de présenter des écarts sensibles par rapport à sa valeur la plus probable\*, il convient d'en tenir compte en introduisant dans les calculs des valeurs caractéristiques respectivement maximale et minimale.

\* Les différents cas ou circonstances correspondants sont analysés dans l'article 4.1. des D.C. 79 auquel il y a lieu de se reporter.

1.4. — Actions dues à la précontrainte.

Les valeurs représentatives des actions dues à la précontrainte et leurs conditions d'application sont précisées à l'article 4.1.3.

#### 2. ACTIONS VARIABLES

2.1.

Les actions variables sont habituellement les suivantes :

- les charges d'exploitation correspondant à l'utilisation prévue de la construction,
- le vent,
- la neige,
- la température climatique (variations uniformes et gradients thermiques),
- les poids, poussées et pressions des solides et des liquides, lorsque leurs intensités varient dans le temps,
- les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.



Les valeurs caractéristiques de ces charges sont définies dans les § 2.2. à 2.7. ci-après.

Les autres valeurs représentatives :

- valeurs de combinaison  $\psi_{0i} Q_{ik}$ ,
- valeurs fréquentes  $\psi_{1i} Q_{ik}$ ,
- valeurs quasi-permanentes  $\psi_{2i} Q_{ik}$ ,

sont déterminées à l'aide des tableaux des coefficients et des indications figurant en 2.8.

## 2.2. — Charges d'exploitation des ponts-routes.

A partir des valeurs nominales définies dans le titre II du Fascicule 61 du C.P.C. (arrêté ministériel du 28.12.71) les valeurs représentatives assimilables aux valeurs caractéristiques des D.C. 79 sont déterminées comme suit :

### 2.2.1. — vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance (E.L.U.).

- pour les charges sur chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les remblais, 1,07 fois la valeur nominale (articles 4, 5, 6, 7, 8 du titre II du fascicule 61),
- pour les charges sur trottoirs et passerelles piétons, les charges sur les garde-corps, 1,07 fois la valeur nominale (articles 4, 5, 6, 7, 8 du titre II du Fascicule 61),
- pour les charges militaires et les charges exceptionnelles, la valeur nominale (articles 9 et 10).

### 2.2.2. — vis-à-vis des états-limites de service (E.L.S.).

- pour les charges sur chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les remblais, 1,2 fois la valeur nominale,
- pour les charges sur trottoirs et les passerelles-piétons, les charges sur les garde-corps, la valeur nominale,
- pour les charges militaires et les charges exceptionnelles, la valeur nominale.

## 2.3. — Charges d'exploitation des bâtiments.

Les valeurs nominales des charges d'exploitation définies dans la norme NF P 06-001 sont à considérer comme des valeurs caractéristiques au sens des D.C. 79 sauf indication contraire du marché.

## 2.4. — Actions du vent.

Les dispositions des § 2.4.1. à 2.4.3. ci-après ne s'appliquent pas aux ponts.

### 2.4.1. — vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance (E.L.U.).

En règle générale, la valeur caractéristique  $W_k$  de l'action du vent est réputée égale à 1,2 fois la « charge normale » des Règles N.V. 65 révisées. Il est précisé que la

« charge normale » est la valeur calculée en appliquant l'ensemble des dispositions relatives aux pressions dynamiques du vent et aux coefficients d'ajustement de l'action du vent liés à la construction et à sa position et en utilisant la pression dynamique de base normale définie à l'article III.1.2 des Règles N.V. 65.

### 2.4.2. — vis-à-vis des états-limites de service (E.L.S.).

En règle générale, la valeur représentative introduite dans les calculs est la « charge normale » des Règles N.V. révisées. Il est de plus possible de réduire cette valeur pour des états-limites particuliers autres que ceux mettant en cause la durabilité des constructions.

Ces états-limites particuliers peuvent être liés à des restrictions à l'exploitation, des questions d'aspect, de confort...

### 2.4.3. — Actions du vent en situation d'exécution.

En situation d'exécution, les valeurs représentatives introduites dans les calculs sont celles respectivement définies en 2.4.1. et 2.4.2.

Toutefois, lorsque les conditions locales et notamment la durée de la phase de chantier considérée et les conditions météorologiques le permettent, il est loisible d'adopter des valeurs différentes.

### 2.4.4. — Actions du vent sur les ponts-routes.

En règle générale, la valeur caractéristique  $W_k$  de l'action du vent sur les ponts est réputée respectivement égale aux valeurs nominales données à l'article 14 du titre II du Fascicule 61 du C.P.C.

## 2.5. — Actions de la neige.

Les dispositions du présent paragraphe ne s'appliquent pas aux ponts.

### 2.5.1. — Cas général.

En règle générale, la valeur caractéristique  $S_k$  de l'action de la neige est réputée égale :

- à la « charge normale »  $S_n$  des Règles N.V.65 révisées lorsque  $S_n \leq 0,5$  kPa (ou  $500$  N/m<sup>2</sup>),
- à la « charge normale » susvisée majorée de la quantité  $0,12(S_n - 0,5)$  en kilopascals lorsque  $S_n > 0,5$  kPa.

Il est précisé que la « charge normale » est la valeur calculée en appliquant les dispositions des articles II.1, 2, 3 de ces Règles N.V.

### 2.5.2. — Situations de compatibilité des actions de la neige et du vent.

Pour les constructions situées en un lieu dont l'altitude est inférieure à 500 m, les actions de la neige et du vent sont considérées comme incompatibles sauf dans le cas où les dispositions de la toiture rendent pratiquement impossible l'enlèvement de la neige par le vent (sheds, noues, terrasse avec acrotère...).

Pour les constructions situées dans un lieu dont l'altitude est supérieure à 500 m, les actions de la neige et du vent sont considérées comme :

- partiellement compatibles dans le cas général, la valeur caractéristique de la neige étant alors prise égale à la moitié de la valeur définie en 2.5.1., (la valeur caractéristique ainsi déterminée n'inclut pas le coefficient  $\psi_0$ ),
- compatibles lorsque les dispositions de la toiture rendent pratiquement impossible l'enlèvement de la neige par le vent (cf. ci-dessus).

2.6. — Actions de la température climatique.

2.6.1. — Variations uniformes de la température.

A défaut de justifications plus précises, pour les constructions exposées à l'air libre et situées en zone de climat assez proche du climat moyen de la France métropolitaine, les valeurs caractéristiques  $T_k$  des actions de la température sont prises égales à celles correspondant à des variations globales de + 30 °C et - 40 °C. Ces variations concernent la température ambiante dont la valeur initiale est supposée comprise entre 5 et 15 °C environ. Il convient de fixer les valeurs subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle.

Dans le cas, pour certaines constructions, où il est nécessaire de tenir compte de la rapidité des variations de la température, on considère généralement que les déformations dues à la température comportent :

- une partie rapidement variable correspondant à des variations de  $\pm 10$  °C,
- une partie lentement variable complémentaire.

Les sollicitations correspondantes sont calculées en introduisant des modules de déformation longitudinale appropriés à la durée d'application des actions considérées et notamment pour les ouvrages en béton, le module  $E_1$  pour la partie rapidement variable, et  $E_v$  pour la partie lentement variable.

2.6.2. — Gradients thermiques.

Dans le cas, pour certaines constructions, où il est nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique et à défaut de textes réglementaires, le marché précise les valeurs représentatives des actions correspondantes et des modalités de leur prise en compte.

2.7. — Charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.

Les valeurs représentatives de ces actions sont déterminées en appliquant les dispositions de l'article 4.2.3. des Directives Communes de 1979.

2.8. — Autres valeurs représentatives des actions variables.

2.8.1. — Ponts-routes.

Les coefficients  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  relatifs aux différentes actions variables sont les suivants :

Nature des charges	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Charges d'exploitation des ponts <sup>(1)</sup> :			
- 1 <sup>ère</sup> classe } selon le titre II.	0 <sup>(2)</sup>	0,6	0
- 2 <sup>e</sup> classe } du Fascicule 61.		0,4 <sup>(3)</sup>	
- 3 <sup>e</sup> classe }		0,2	
Vent : en exploitation	0	0,2	0
en exécution	1	—	—
Température (variations uniformes)	0,6	0,5	0
Gradient thermique	0,5	0,5	0
Charges d'exécution aléatoires	1	—	—

- (1) Il s'agit uniquement des charges d'exploitation sans caractère particulier  $Q_r$ .  
 (2) La valeur  $\psi_0 = 0$  est valable dans les cas courants. Dans certains cas, notamment lorsque la température est considérée comme action de base, il convient de prendre une valeur non nulle (ex. : cas d'un arc surbaissé).  
 (3) Les valeurs de ces coefficients ne sont valables que pour les charges réparties.

2.8.2. Bâtiments.

2.8.21. — Charges d'exploitation.

Les valeurs des coefficients  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  relatifs aux charges d'exploitation sont fixées par l'annexe à la norme NF P 06-001.

2.8.22. — Autres actions variables.

Les coefficients  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  et  $\psi_2$  relatifs aux autres actions variables sont les suivants :

Nature des charges	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Vent	0,77	0,2	0
Neige : Altitude < 500 m	0,77	0,15	0
Altitude > 500 m	0,77	0,30	0,1
Température (variations uniformes)	0,6	0,5	0

### 3. ACTIONS ACCIDENTELLES SUR LES APPUIS DES PONTS

#### 3.1. — Actions dues aux chocs de bateaux.

Il s'agit de chocs de bateaux (chalands et convois poussés) sur des appuis de ponts implantés dans le cours d'une voie d'eau navigable.

Les règles forfaitaires suivantes peuvent être appliquées :

Le choc éventuel d'un bateau sur un appui est assimilé à l'action d'une force horizontale appliquée au niveau des plus hautes eaux navigables; il est admis que cette force peut être (à titre de simplification), soit parallèle au sens du courant (choc frontal), soit perpendiculaire à celui-ci (choc latéral). Les valeurs représentatives à introduire sont les suivantes\* :

- sur les voies à grand gabarit (catégorie A des voies navigables)
  - 10 MN pour les chocs frontaux,
  - 2 MN pour les chocs latéraux.
- sur les voies à petit gabarit (catégorie B)
  - 1,2 MN pour les chocs frontaux,
  - 0,24 MN pour les chocs latéraux.

\* Toutefois les valeurs ci-dessus ne sont applicables qu'en l'absence de systèmes protecteurs distincts de l'appui considéré, tels que ducs d'Albe; le recours à de telles solutions est souvent utile.

#### 3.2. — Actions dues aux chocs de véhicules routiers.

A défaut d'estimation plus précise basée sur une analyse du risque (cf. par exemple : dossier-pilote PP 73 du SETRA), les règles forfaitaires suivantes peuvent être appliquées :

Le choc éventuel d'un véhicule sur une pile de pont est assimilé à une force horizontale appliquée à 1,50 m au-dessus du niveau de la chaussée; il est admis que cette force est (à titre de simplification) soit frontale, soit latérale (parallèle ou perpendiculaire au sens de la circulation).

Les valeurs représentatives à introduire sont précisées dans le tableau suivant qui tient compte de la vitesse susceptible d'être pratiquée par le poids lourds.

Vitesse estimée des poids lourds de 15 à 19t (en km/h)	Valeur du choc frontal (kN)	Valeur du choc latéral (kN)
90	1 000	500
75	800	400
60	500	250

### B) COMBINAISONS D'ACTIONS

Les dispositions des § 4 et 5 ci-après concernent la vérification de certains états-limites ultimes de résistance et des états-limites de service dans les cas courants. Pour la vérification des autres états-limites, il y a lieu de se reporter :

- pour les combinaisons accidentelles aux dispositions de l'article 4.5.2. du présent fascicule du C.C.T.G.,
- pour les états-limites d'équilibre statique aux dispositions de l'article 4.7. du présent fascicule du C.C.T.G. et à l'article 6 des D.C. 79.
- pour les états-limites de stabilité de forme aux dispositions de l'article 6.4. du présent fascicule du C.C.T.G.,
- pour les états-limites de fatigue aux dispositions de l'article 6.5. du présent fascicule du C.C.T.G.,

étant précisé que les règles de combinaison des actions variables peuvent être conservées pour la vérification de la stabilité de forme et à défaut d'indications particulières dans le marché, pour la vérification de l'équilibre statique.

Il est rappelé que toutes les combinaisons mentionnées dans les § 4 et 5 ci-après n'ont pas à être considérées simultanément. Pour un ouvrage donné, seules sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives (article 5.1 des D.C. 79). En particulier, dans les tableaux des § 4 et 5 ci-après, l'indication « ou » pour certaines actions marque l'intérêt d'un choix à effectuer en ce sens.

Les actions sont introduites dans les calculs avec les valeurs définies en partie A de la présente annexe.

### 4. PONTS-ROUTES

#### 4.1. — En situation d'exécution.

##### 4.1.1. — Les actions à considérer habituellement sont :

- P : précontrainte,
- G : charges permanentes comprenant notamment le poids propre et le poids des équipements,
- Q<sub>pre</sub> : charges d'exécution connues (en grandeur et position),
- Q<sub>pra</sub> : charges d'exécution aléatoires,
- W : vent (en situation d'exécution),
- Δθ : gradient thermique, dans les cas où le marché le prescrit,

étant précisé que :

- les actions permanentes de poids propre sont considérées comme une action unique; on ne les fractionne pas selon le sens des sollicitations qu'elles produisent par rapport au sens des sollicitations correspondant aux actions variables,
- les charges d'exécution aléatoires sont le plus souvent utilisées pour la vérification d'états-limites spécifiques qui font appel à des combinaisons spécifiques qui ne sont pas traitées dans le présent texte. Il en est ainsi pour la justification de l'équilibre des fléaux des ponts construits en encorbellement.

4.1.2. — Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

a) pour la vérification des états-limites ultimes de résistance (E.L.U.),

Précontrainte P	Actions permanentes ou assimilées $1,35 G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $1,5 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma 1,3 \psi_{0i} Q_{ik}$
$P_m^{(1)}$	$1,35 G$ ou $G$ + $1,35 Q_{prc}$ ou $Q_{prc}$	$1,5 Q_{pra}$	0 ou $1,3 W$
		$1,5 W$	0 ou $1,3 Q_{pra}$

(1) Dans le cas où l'action de la précontrainte est défavorable, la valeur de calcul à introduire peut être  $1,35 P_m$  conformément aux dispositions de l'article 4.5.1. du présent fascicule du C.C.T.G.

b) pour la vérification des états-limites de service (E.L.S.).

Seules sont à considérer les combinaisons rares :

Précontrainte P	Actions permanentes ou assimilées $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{0i} Q_{ik}$
$P_d$	G +  $Q_{prc}$	$Q_{pra}$	0 ou W
		W	0 ou $Q_{pra}$
		$\Delta\theta$	0 ou $Q_{pra}$

4.2. — En situation d'exploitation.

4.2.1.

Outre les actions P et G mentionnées en 3.1.1., les actions à considérer sont habituellement :

- $Q_r$  : charges d'exploitation sans caractère particulier,
- $Q_{rp}$  : charges d'exploitation de caractère particulier,
- $\Delta\theta$  : gradient thermique dans les cas où le marché le prescrit,
- W : vent,

étant précisé que :

—  $Q_r$  concerne les systèmes de charges A et B et leurs effets annexes, les charges sur

trottoirs, le groupement éventuel de ces charges dans  $Q_r$  étant effectué selon les prescriptions du titre II du Fascicule 61 du C.P.C.

—  $Q_{rp}$  concerne les charges militaires et les charges exceptionnelles.

4.2.2.

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

a) Pour la vérification des états-limites ultimes de résistance (E.L.U.).

Précontrainte P	Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $1,5 Q_{1k}$ ou $1,35 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma 1,3 \psi_{0i} Q_{ik}$
$P_m^{(2)}$	$1,35 G$ ou G	$1,5 Q_r$	0
		$1,35 Q_{rp}^{(1)}$	0
		$1,5 W$	0

(1) Pour les convois exceptionnels, il est rappelé que la présente annexe ne traite que des convois-types définis dans le titre II du Fascicule 61.

Pour les autres convois exceptionnels, convois-types ou convois réels définis dans le marché, les valeurs représentatives à prendre en compte (ou les valeurs de calculs) font l'objet de règles particulières tenant compte des conditions de circulation de ces convois (déséquilibre de charges, tolérances de positionnement du colis...).

(2) Dans le cas où l'action de la précontrainte est défavorable, la valeur de calcul à introduire peut être  $1,35 P_m$  conformément aux dispositions de l'article 4.5.1. du présent fascicule du C.C.T.G.

b) Pour la vérification des états-limites de service (E.L.S.):

Combinaisons rares.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{0i} Q_{ik}$
$P_d$	G	$Q_r$	0 ou $0,5 \Delta\theta$
		$Q_{rp}^{(1)}$	0
		$\Delta\theta$	0
		W	0

(1) Même remarque que ci-dessus pour les convois exceptionnels.

Combinaisons fréquentes.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
		de base $\psi_1 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
$P_d$	G	0,6 $Q_r$ (1)	0
		0,5 $\Delta\theta$	0

(1) 0,6  $Q_r$  est relatif aux ponts de 1<sup>re</sup> classe (selon le titre II du Fascicule 61); pour les ponts de 2<sup>e</sup> classe, prendre 0,4  $Q_r$  et pour les ponts de 3<sup>e</sup> classe, 0,2  $Q_r$ .

Combinaisons quasi-permanentes.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
$P_d$	G	0

5. BÂTIMENTS

5.1. — En situation d'exécution.

Pour les actions et les combinaisons d'actions à considérer, il est loisible de se reporter aux dispositions mentionnées dans le § 4.1. pour les ponts-routes.

5.2. — En situation d'exploitation.

5.2.1.

Les actions à considérer sont habituellement :

- P : précontrainte
- G : charges permanentes comprenant notamment le poids propre et le poids des équipements
- $Q_0$  : charges d'exploitation
- W : vent
- S : neige
- T : température (variations uniformes)

étant précisé que :

- les actions permanentes de poids propre sont considérées comme une action unique; on ne les fractionne pas selon le sens des sollicitations qu'elles produisent par rapport au sens des sollicitations correspondant aux actions variables,

- les règles de compatibilité de la neige et du vent sont définies au § 2.5.2. de la présente annexe,
- en général, les effets de la température ne sont pas à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des états-limites ultimes,
- dans certains cas, le marché peut prescrire la prise en compte d'un gradient thermique (valeur et conditions de prise en compte). C'est le cas, par exemple, des couvertures avec isolation en sous-face.

5.2.2.

Les combinaisons d'actions à considérer sont habituellement les suivantes :

- a) Pour la vérification des états-limites ultimes de résistance (E.L.U.).

Précontrainte P	Actions permanentes $1,35 G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables		
		de base $1,5 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma 1,3 \psi_{0i} Q_{ik}$	
$P_m$ (1)	1,35 G ou G	1,5 $Q_0$	0 ou W ou S ou W + S	0 ou 0,8 T
		1,5 W	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_0$ ou S ou 1,3 $\psi_0 Q_0 + S$	0 ou 0,8 T
		1,5 S	0 ou 1,3 $\psi_0 Q_0$ ou W ou 1,3 $\psi_0 Q_0 + W$	0 ou 0,8 T

(1) Dans le cas où l'action de la précontrainte est défavorable, la valeur de calcul à introduire peut être 1,35  $P_m$  conformément aux dispositions de l'article 4.5.1. du présent fascicule du C.C.T.G.

Autres remarques :

- l'action variable de base est choisie de telle manière que les sollicitations et leurs combinaisons soient les plus défavorables pour la section ou l'élément que l'on vérifie. En particulier lorsque la vérification ne fait pas intervenir de sollicitations composées, l'action de base est celle qui provoquerait, si elle était seule, la sollicitation la plus défavorable;
- pour les charges d'exploitation, les valeurs de  $\psi_0$  sont définies dans l'annexe à la norme NF P 06-001;
- dans certains cas où la température est considérée comme action de base, la valeur de calcul à introduire est 1,35 T;

- les combinaisons faisant intervenir la neige et le vent dépendent des règles de compatibilité rappelées ci-dessus. Par ailleurs pour les toitures, elles sont rarement défavorables, les sollicitations dues au vent étant, en général de sens contraire à celles dues à la neige;
- pour les halles équipées de ponts roulants, les actions variables de base et d'accompagnement sont déterminées en tenant compte des conditions de service simultanées des ponts roulants.

b) Pour la vérification des états-limites de service (E.L.S.).

*Combinaisons rares.*

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{oi} Q_{ik}$
$P_d$	G	Q	0 ou 0,77 W ou 0,77 S
		W	0 ou $\psi_0 Q_0$
		S	0 ou $\psi_0 Q_0$

*Nota important :*

Les combinaisons à considérer dépendent de la définition des états-limites de service.

En général, ce sont celles où n'interviennent que les actions de base. Il en est ainsi pour les états-limites de déformation.

Les effets des variations dimensionnelles, notamment sous l'action de la température sont en principe à envisager dans les états-limites de service. Ils peuvent, dans certains cas, être négligés en fonction notamment de la longueur libre de dilatation et du matériau constitutif de l'élément considéré, et sous réserve de respecter certaines dispositions constructives (distance entre joints, flexibilité des appuis,...).

Lorsque l'action de la température est prise en compte, les valeurs de calcul à introduire sont :

- T : s'il s'agit d'une action de base;
- 0,6 T : s'il s'agit d'une action d'accompagnement.

*Autres remarques :*

- pour les charges d'exploitation  $Q_0$  les valeurs de  $\psi_0$  sont définies dans le tableau du § 2.8.22.,

- dans les cas où il y aurait lieu de tenir compte simultanément des actions de la neige et du vent, les remarques formulées ci-dessus en a) s'appliquent;
- pour les halles équipées de ponts roulants, les déformations sont vérifiées en appliquant les conditions de service fixées par la norme NFP 22-615.

*c) Combinaisons fréquentes.*

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $\psi_1 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
$P_d$	G	$\psi_1 Q_0$	0
		0,2 W	0 ou $\psi_2 Q_0$
		0,3 S (1)	0 ou $\psi_2 Q_0$

(1) La valeur 0,30 correspond à une altitude supérieure à 500 m; si l'altitude est inférieure à 500 m, prendre 0,15 S (cf. tableau du 2.8.2,2).

- même remarque que ci-dessus pour l'action de la température; lorsqu'elle est considérée comme action de base, la valeur de calcul à introduire est 0,5 T;
- pour les charges d'exploitation, les valeurs de  $\psi_1$  et  $\psi_2$  sont définies dans l'annexe à la norme NFP 06-001.

*d) Combinaisons quasi-permanentes.*

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	Actions variables $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
$P_d$	G	0
		$\psi_2 Q_0$

- même remarque que ci-dessus pour les valeurs de  $\psi_2 Q_0$ .

**ANNEXES AUX COMMENTAIRES**

## ANNEXE 9

### EFFETS DU SECOND ORDRE DUS AUX EFFORTS DE PRÉCONTRAÎNTE

#### 1. PRÉCONTRAÎNTE CLASSIQUE LIÉE AU BÉTON

##### 1.1. — Définition de la longueur fictive.

Il est bien connu que dans le cas d'une précontrainte classique, liée au béton, il n'apparaît pas dans la déformation de la structure de sollicitations du second ordre dues à la précontrainte.

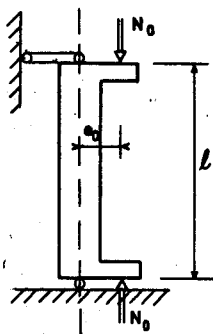
Cette remarque permet d'utiliser directement les tables numériques et les abaques existants, selon les indications de l'annexe E.7 aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (B.A.E.L. 83).

Ces tables et ces abaques permettent d'évaluer l'effort normal ultime — correspondant à la divergence d'équilibre — d'une colonne droite, de section constante, soumise à un effort normal, dû à deux forces extérieures  $N_0$ , ayant aux deux extrémités la même excentricité,  $e_0$ , en grandeur, sens et direction.

Dans l'hypothèse simplificatrice de la déformée sinusoidale, le moment total à mi-portée, y compris l'effet du second ordre, est donné par :

$$M = N_0 \left( e_0 + \frac{\ell^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \right)$$

où  $r$  est le rayon de courbure de la déformée et  $\ell$  la longueur de la colonne.



Si la pièce est précontrainte par une force  $F_{pm}$ , ayant une excentricité  $e_p$ , l'effort normal total est donné par :

$$N_u = N_0 + F_{pm}$$

et le moment total à mi-portée, y compris l'effet du second ordre, par :

$$M = F_{pm}e_p + N_0 \left( e_0 + \frac{\ell^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \right)$$

On peut l'écrire sous la forme :

$$M = (F_{pm} + N_0) \frac{F_{pm}e_p + N_0e_0}{F_{pm} + N_0} + (F_{pm} + N_0) \frac{\ell^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \frac{N_0}{F_{pm} + N_0}$$

On est donc ramené à l'étude d'une colonne soumise à un effort normal extérieur

$$N_u = F_{pm} + N_0$$

ayant une excentricité du premier ordre donnée par :

$$e_1 = \frac{F_{pm}e_p + N_0e_0}{F_{pm} + N_0}$$

à condition de remplacer la longueur réelle de la colonne,  $\ell$ , par une longueur fictive,  $\ell_c$ , donnée par :

$$\ell_c = \ell \sqrt{\frac{N_0}{F_{pm} + N_0}} = \ell \sqrt{1 - \frac{F_{pm}}{N_u}}$$

de façon à obtenir l'expression correcte du moment du second ordre, en fonction de la courbure.

Ce raisonnement s'applique aux autres méthodes simplifiées définies à l'annexe F.7 du B.A.E.L. 83.

##### 1.2. Participation des aciers de précontrainte à la résistance.

Si les câbles de précontrainte sont injectés, la flexion de la colonne crée des surtensions, pourvu que l'acier des câbles de précontrainte n'entre pas, de ce fait, dans le domaine plastique.

On peut alors compter les câbles de précontrainte dans l'aire totale d'acier dont on tient compte dans l'évaluation des paramètres utilisés dans les tables et les abaques. Mais on doit vérifier, à l'issue du calcul, que les aciers de précontrainte ne sont pas plastifiés, à l'aide de l'évaluation de la flèche de la colonne,  $e$ , dont on peut déduire la courbure par :

$$\frac{1}{r} = \frac{\pi^2}{\ell^2} e$$

Si certains aciers sont plastifiés, il faut négliger leur section dans le calcul de l'aire totale d'acier à introduire dans les paramètres.

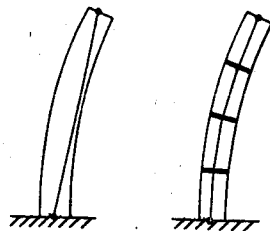


Si les câbles de précontrainte ne sont pas injectés, ils ne subissent pratiquement aucune surtension et on doit les négliger dans l'évaluation de l'aire d'acier servant au calcul des paramètres des tables et abaques.

## 2. PRÉCONTRAÎTE EXTÉRIEURE AU BÉTON

Le cas de la précontrainte extérieure est différent.

S'il n'y a aucun déviateur entre ancrages, il apparaît d'importants efforts du second ordre.



Dans le cas d'une colonne bi-articulée, la précontrainte extérieure agit strictement de la même façon qu'une force extérieure. On peut donc mener la justification en oubliant totalement l'origine de l'effort normal qu'elle crée, d'autant que les variations de tension des câbles sont négligeables dans la déformation. Assimilée à une action permanente extérieure, cette précontrainte doit être prise en compte avec  $\gamma_p = 1,35$  si cette valeur est plus défavorable que  $\gamma_p = 1$ .

S'il s'agit d'une colonne encastree en pied et libre en tête, les moments du second ordre sont nettement plus faibles que dans le cas d'un effort extérieur équivalent. Traiter les efforts de précontrainte comme des forces extérieures serait très pessimiste. Mais il n'est pas possible de se ramener de façon simple au cas d'une colonne bi-articulée soumise à des forces extérieures traité dans les tables et abaques.

Si les câbles de précontrainte sont maintenus par des déviateurs en nombre important (deux ou trois déviateurs intermédiaires sur la longueur de flambement), la précontrainte ne crée que des sollicitations du second ordre très réduites, et on peut considérer que tout se passe comme si elle était liée au béton, mais non injectée.

## ANNEXE 10

### FATIGUE DES STRUCTURES EN BÉTON

L'objet de la présente annexe est de donner au projeteur :

- une information minimale qualitative sur la nature et les manifestations des phénomènes de fatigue,
- la technologie utilisée,
- des valeurs numériques caractérisant le comportement à la fatigue des armatures.
- un processus opérationnel de calcul.

#### 1. GÉNÉRALITÉS SUR LA NATURE ET LES MANIFESTATIONS DES PHÉNOMÈNES DE FATIGUE

La fatigue d'un matériau se définit comme l'endommagement de sa structure et de sa texture provoqué par les variations de déformation que lui imposent les actions variables  $Q_f$  (voir 6.5,2 du présent règlement).

L'environnement peut, en induisant certaines formes d'altération, accentuer le phénomène de fatigue (on parle ainsi de « fatigue-corrosion » des armatures). Il appartient au projeteur d'apprécier les risques correspondants et de prendre toutes précautions nécessaires pour les minimiser.

Le problème de la fatigue ne se pose pas pour le béton tant que la contrainte de compression  $y$  demeure inférieure à  $0,6 f_{cj}$ . Dans la mesure où sont satisfaites les conditions imposées par les différentes classes de justification sous des combinaisons plus sévères que les combinaisons de fatigue, ne sont donc concernées que les armatures et plus particulièrement les armatures passives ainsi que la liaison entre armatures et béton.

Dans une armature, l'endommagement se manifeste par la formation de microfissures qui se transforment en fissures se développant de façon discontinue. Pendant toutes les phases de développement d'une fissure stable, la résistance à la traction de l'armature est peu modifiée, mais sa capacité d'allongement avant rupture est progressivement réduite. Lorsque la fissure atteint une longueur critique, qui dépend de la ténacité du produit et de la contrainte maximale de traction appliquée, elle devient instable et sa propagation, extrêmement brutale, entraîne la rupture de l'armature sans allongement à l'échelle macroscopique.

### 2. TERMINOLOGIE

La terminologie employée est en harmonie avec la norme expérimentale NF A 03-400 de Novembre 1978 : « Principes généraux de l'essai de fatigue ».

#### 2.1. — Cycle de contrainte.

C'est la plus petite partie de la fonction contrainte-temps qui se répète périodiquement.

Les contraintes dans l'acier étant comptées algébriquement (positives en traction), le cycle de contrainte est caractérisé par :

- la contrainte maximale  $\sigma_{\max}$
- la contrainte minimale  $\sigma_{\min}$
- la contrainte moyenne  $\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$
- l'étendue de variation de la contrainte  $\delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$
- l'amplitude de contrainte  $\sigma_a = \frac{\delta\sigma}{2}$
- le rapport de contrainte  $\rho_\sigma = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$

On distingue différents types de cycles de contraintes. On dit ainsi qu'on a affaire à :

- une contrainte *ondulée* (de compression ou de traction) lorsque  $\sigma_{\min}$  et  $\sigma_{\max}$  ont même signe,
- une contrainte *répétée* (de compression ou de traction) lorsque l'une des contraintes extrêmes est nulle,
- une contrainte *alternée* lorsque  $\sigma_{\min}$  et  $\sigma_{\max}$  sont de signes contraires; dans le cas particulier où  $\sigma_{\min} = -\sigma_{\max}$ , on parle de contrainte purement alternée.

#### 2.2. — Caractérisation de la résistance à la fatigue.

Généralement un essai de fatigue consiste à solliciter une éprouvette sous une amplitude de contrainte constante. L'essai est arrêté soit lorsqu'il y a rupture complète de l'éprouvette ou que l'éprouvette possède une fissure de longueur suffisante pour estimer qu'il y a ruine, soit lorsque l'éprouvette a atteint sans rupture un nombre de cycles fixé à l'avance.

La durée de vie  $N$  est le nombre de cycles de sollicitations appliqués à une éprouvette jusqu'à ce qu'elle ait atteint le critère de fin d'essai. Dans le cas où elle n'est pas rompue, la durée de vie n'est alors pas définie mais seulement supérieure à la durée de l'essai.

Le comportement d'un matériau à la fatigue est parfaitement connu dès qu'on a établi, par voie expérimentale, la relation  $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$ . En réalité, les

résultats d'essais de fatigue présentent une dispersion importante acceptée aujourd'hui comme un fait d'expérience et comme un fait physique. Par voie de conséquence, une interprétation statistique de ces résultats s'impose et la relation  $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$  ne peut être donnée que pour une valeur arbitrairement choisie de la probabilité de rupture.

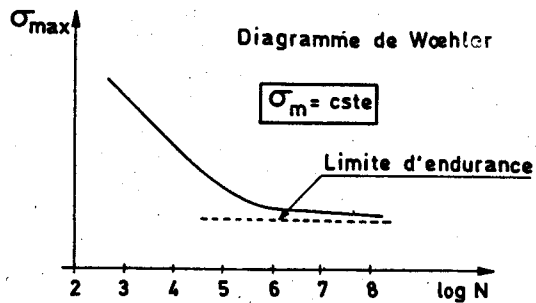
Différentes représentations permettent de visualiser la tenue à la fatigue d'un matériau.

### 2.2.1. — Diagramme de Woehler.

C'est le diagramme donnant la relation observée expérimentalement entre  $N$  reportée conventionnellement en abscisses (échelle logarithmique) et  $\sigma_{\max}$  (ou parfois  $\sigma_a$ ) reportée en ordonnée (échelle linéaire ou logarithmique). Ce diagramme est établi en maintenant constant soit  $\sigma_m$  soit  $\rho_\sigma$ . En d'autres termes, il représente l'intersection de la surface  $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$  avec un plan :

— soit : 
$$\sigma_m = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} = \text{cste}$$

— soit : 
$$\rho_\sigma = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \text{cste}$$



Par extension, on parle de diagramme « de type Woehler » lorsque c'est un paramètre autre que  $\sigma_m$  ou  $\rho_\sigma$  qui est maintenu constant.

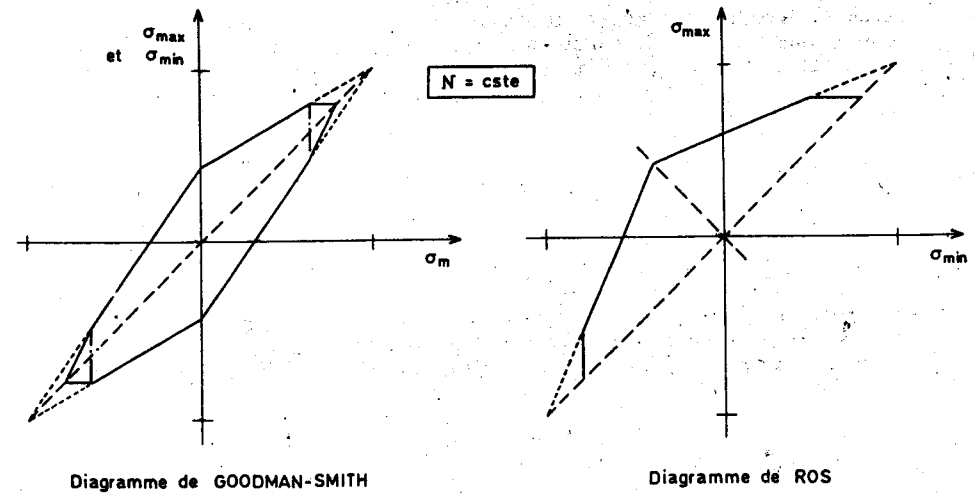
### 2.2.2. — Diagramme de Goodman-Smith.

Les contraintes maximale  $\sigma_{\max}$  et minimale  $\sigma_{\min}$  sont représentées en fonction de la contrainte moyenne  $\sigma_m$  pour une durée de vie  $N$  constante, arbitrairement choisie à l'avance.

### 2.2.3. — Diagramme de Ros.

On représente alors  $\sigma_{\max}$  en fonction de  $\sigma_{\min}$  pour une durée de vie  $N$  constante, arbitrairement choisie à l'avance.

Le diagramme de Ros n'est donc rien d'autre que l'intersection de la surface  $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$  avec un plan  $N = \text{cste}$ .



## 2. DONNÉES RELATIVES AU COMPORTEMENT DES ARMATURES

### 3.1. — Armatures de précontrainte.

Les données disponibles relatives aux armatures de précontrainte sont limitées au comportement des produits soumis à des cycles de contrainte ondulée de traction dans des conditions d'essais conventionnelles :

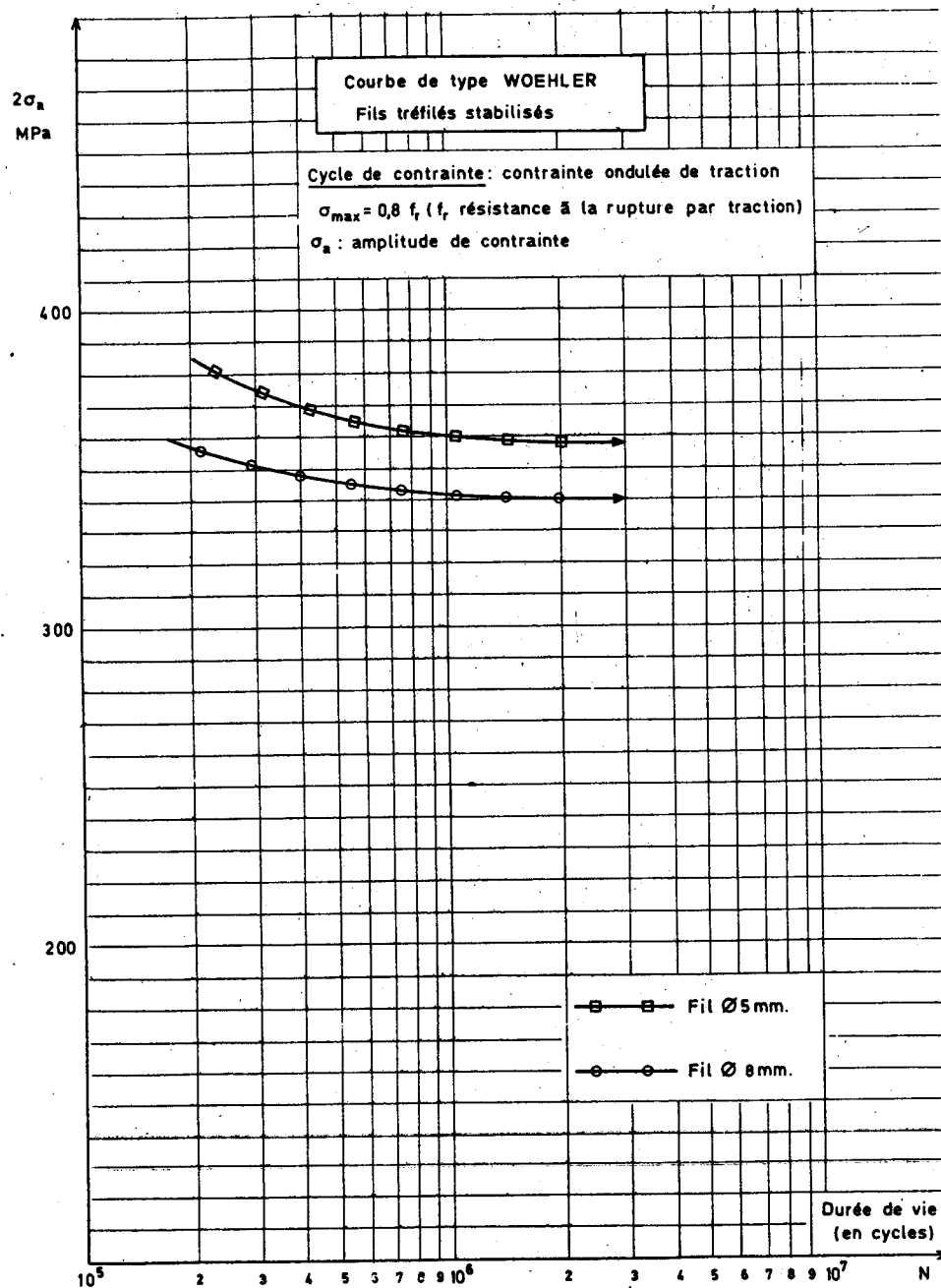
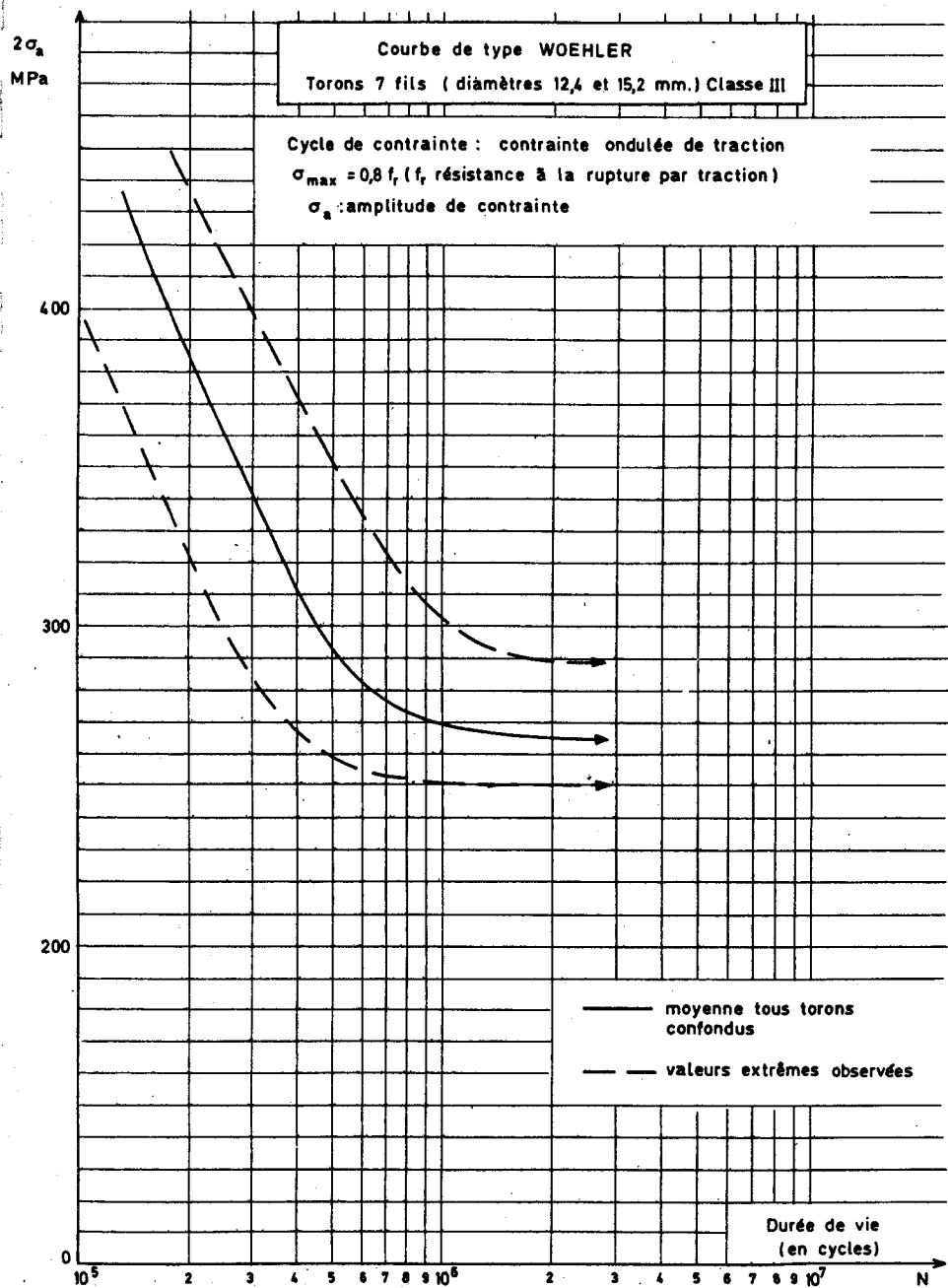
- état « brut de livraison »,
- température « ambiante » en principe 20 °C,
- hygrométrie ambiante : de l'ordre de 60 %,
- fréquence comprise entre 200 et 10 000 cycles par minute.

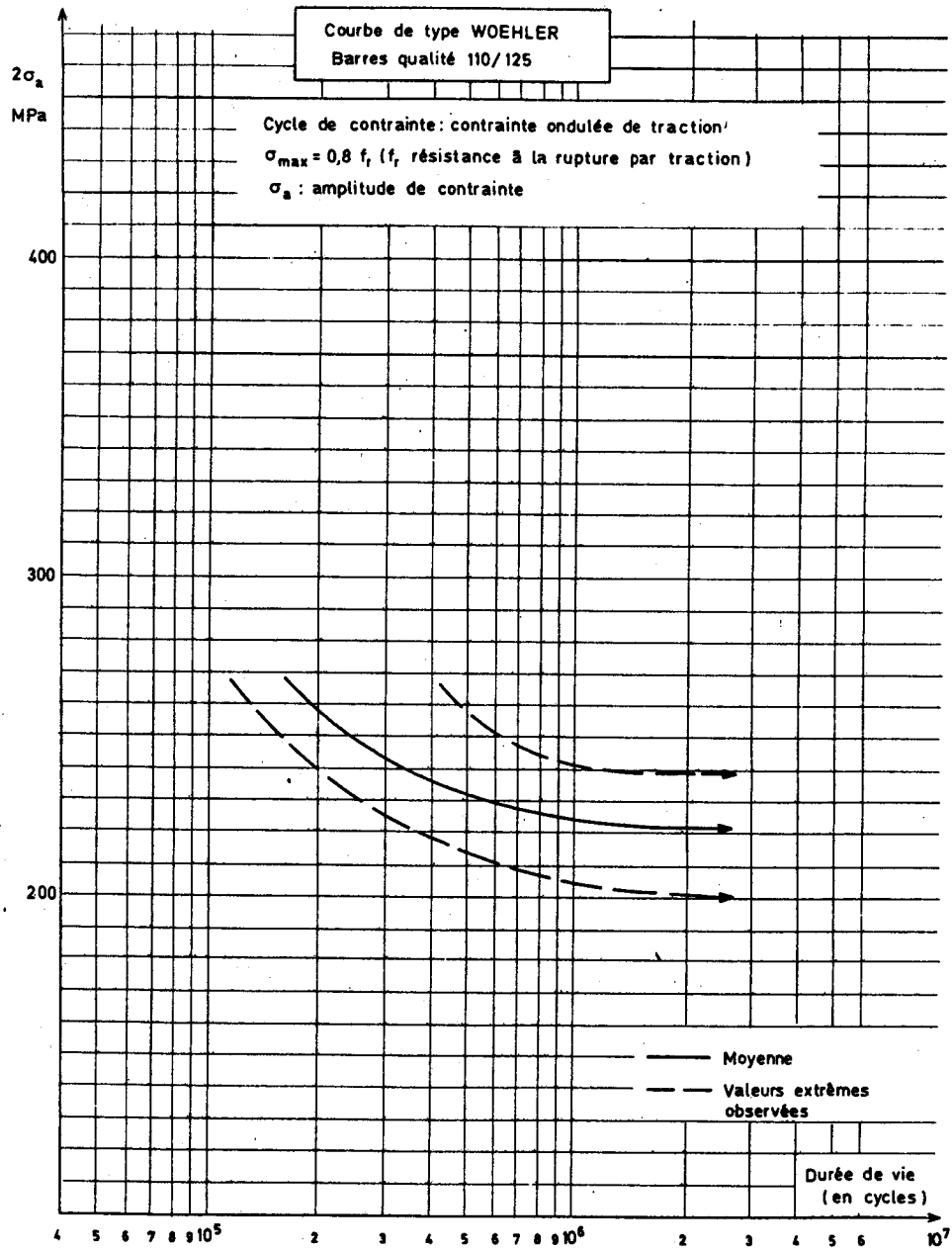
Le comportement à la fatigue des armatures de précontrainte est caractérisé de deux façons :

- d'une part, par la durée de vie  $N$ , en fonction de l'amplitude de la contrainte  $\sigma_a$ , d'une éprouvette soumise à une contrainte maximale de traction  $\sigma_{\max}$  égale à 80 % de sa résistance à la traction.

Les résultats sont présentés dans un diagramme de type Woehler (voir figures suivantes relatives respectivement aux fils, torons et barres).

- d'autre part, par l'amplitude de la contrainte  $\sigma_a$  que supporte une éprouvette sans se rompre pendant  $2 \cdot 10^6$  cycles, à différents niveaux de contrainte moyenne  $\sigma_m$ . Les résultats sont présentés dans un diagramme de type Goodman-Smith (voir figures suivantes relatives respectivement aux fils, torons et barres).





**Diagramme de type GOODMAN-SMITH**  
Torons 7 fils (diamètres 124 et 152 mm.) classe III

Non rupture à  $2 \times 10^6$  cycles

$f_r$ : Résistance à la rupture par traction  
 $\sigma_m$ : Contrainte moyenne  
 $\sigma_a$ : Amplitude de contrainte

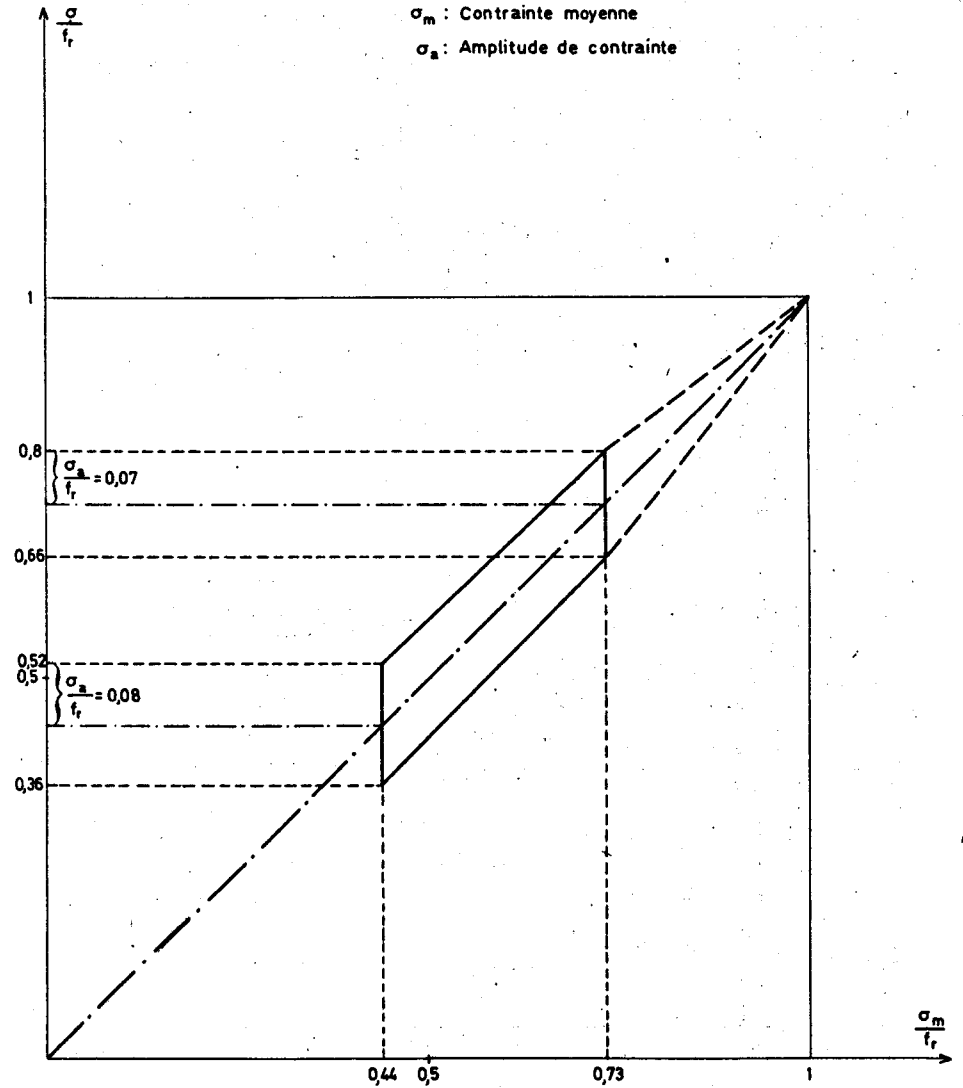


Diagramme de type GOODMAN-SMITH  
Fils tréfilés stabilisés

Non rupture à  $2 \times 10^6$  cycles

- $f_r$  : Résistance à la rupture par traction
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne
- $\sigma_a$  : Amplitude de contrainte

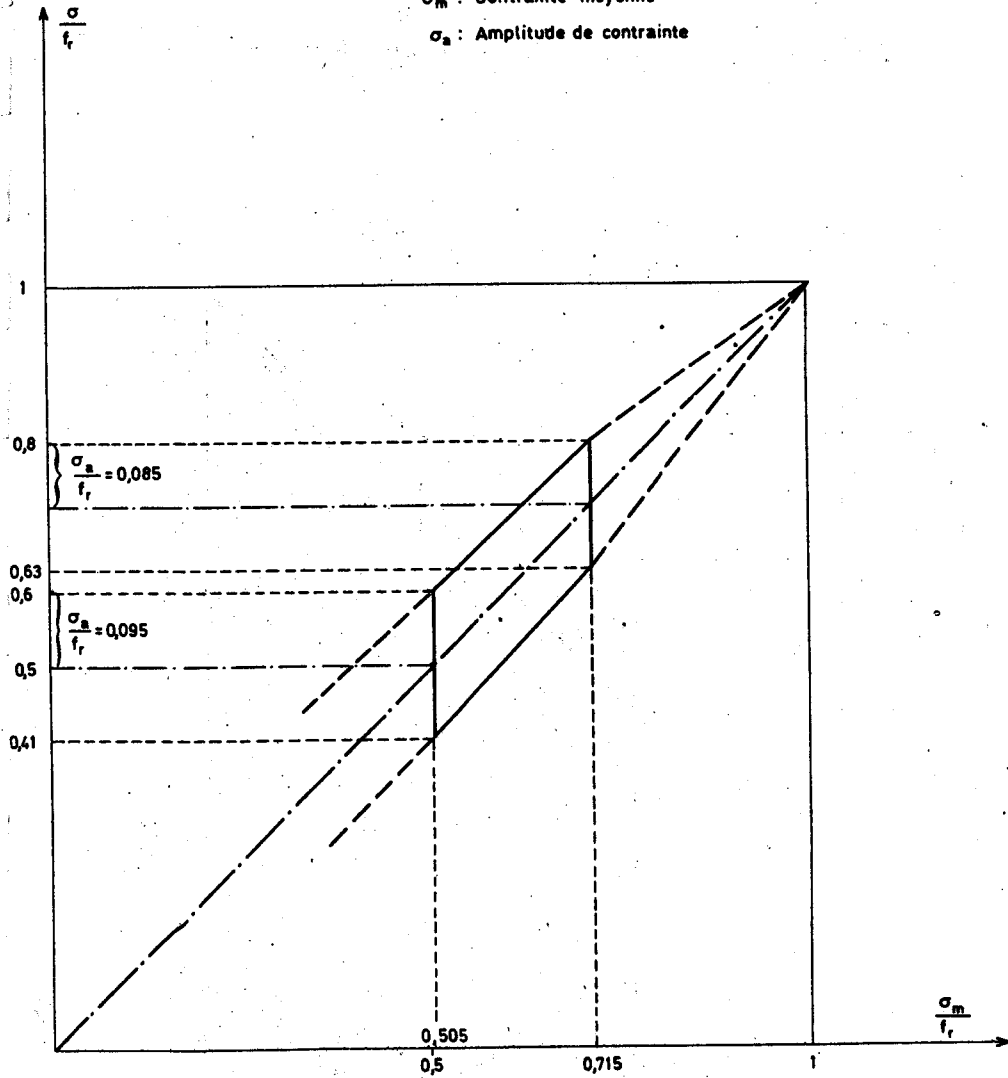
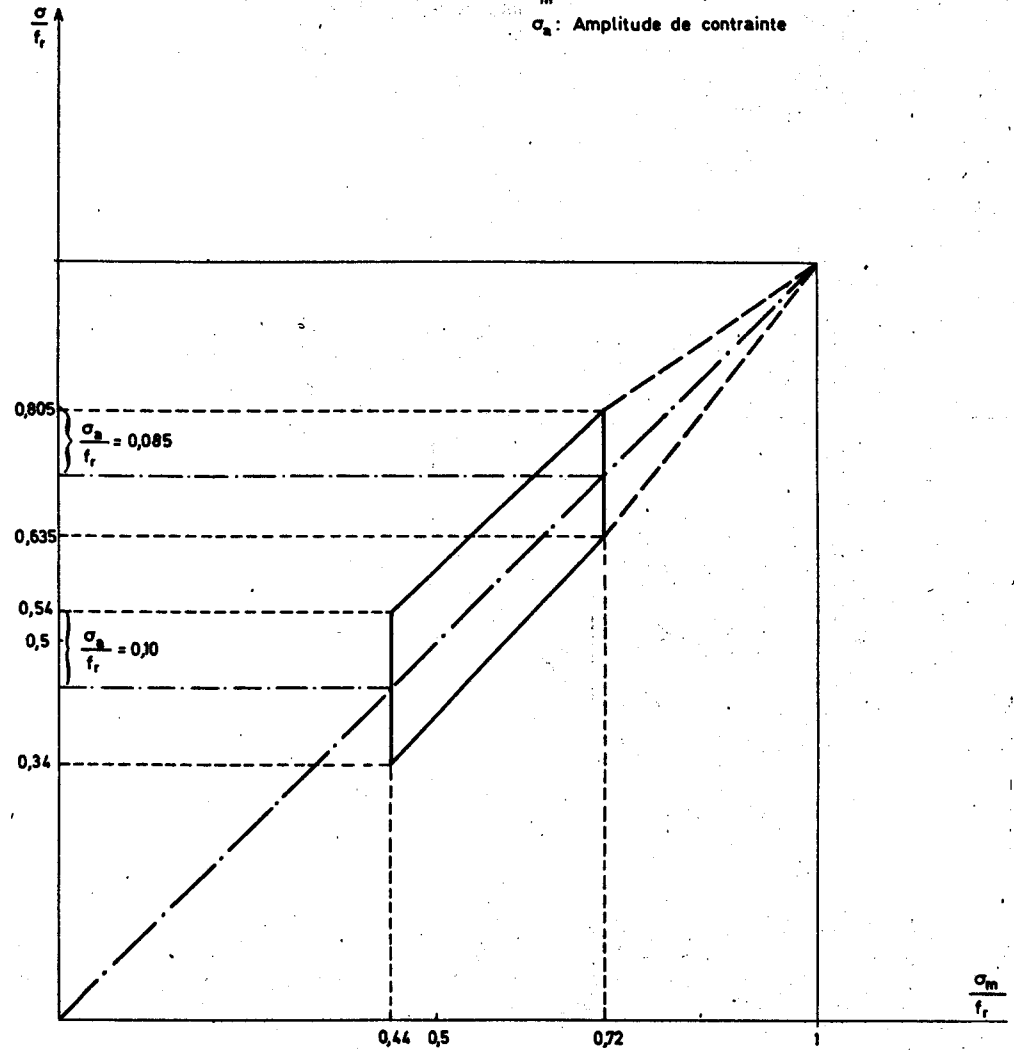


Diagramme de type GOODMAN-SMITH  
Barres qualité 110/125

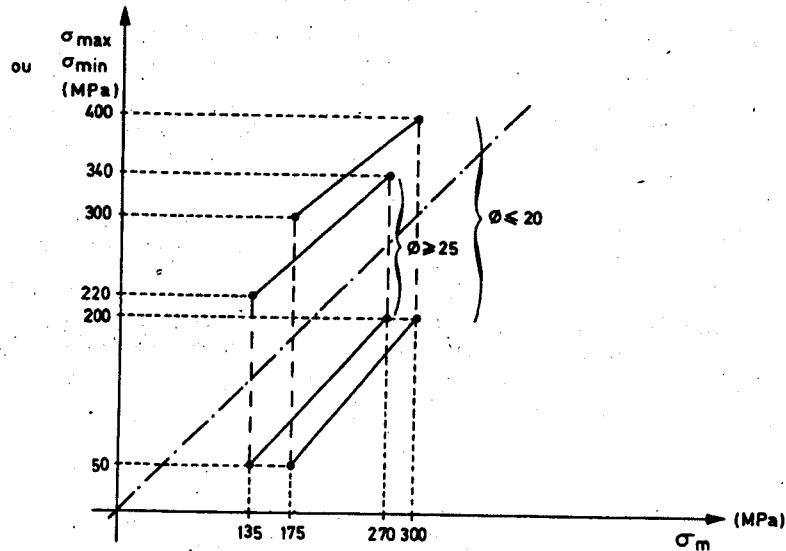
Non rupture à  $2 \times 10^6$  cycles

- $f_r$  : Résistance à la rupture par traction
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne
- $\sigma_a$  : Amplitude de contrainte



3.2. — Armatures passives.

Des résultats expérimentaux disponibles, il semble que l'on puisse retenir, pour les armatures à haute adhérence de nuance Fe E40, les diagrammes de Goodman-Smith suivants, correspondant à  $N = 2 \times 10^6$ .



4. PROCESSUS DE CALCUL

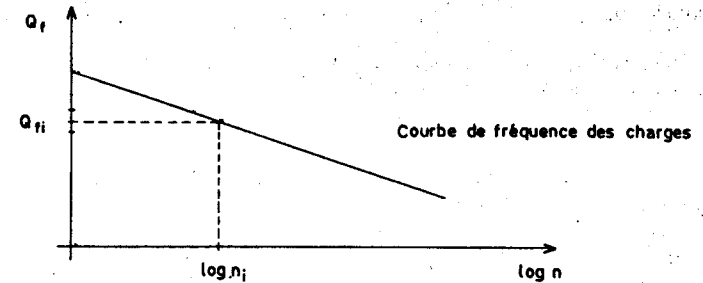
4.1. — Principe des justifications.

On suppose connus :

- la courbe des fréquences d'occurrence des actions de fatigue  $n(Q_f)$ ,  $n_i$  est le nombre d'occurrences probable de  $Q_f$  avec une valeur  $Q_{fi}$  pendant la durée de vie escomptée pour la structure dans le projet,
- le comportement à la fatigue de chacun des matériaux constitutifs de l'ouvrage (en fait, seuls les aciers sont déterminants), donc pour chacun des matériaux, la relation  $f(N, \sigma_{min}, \sigma_{max}) = 0$ .

La démarche est alors la suivante :

- a) On partage la courbe de fréquence des charges en un nombre  $j$  suffisant (au moins égal à 10) d'intervalles pour lesquels on détermine  $n_i(Q_{fi})$ .
- b) A chaque niveau de charge  $Q_{fi}$  correspondent dans la section à vérifier des sollicitations  $S_{max}(Q_{fi})$  et  $S_{min}(Q_{fi})$  et donc, dans le matériau étudié des contraintes  $\sigma_{max i}$  et  $\sigma_{min i}$ . Le matériau en question doit ainsi subir  $n_i$  cycles de contraintes  $(\sigma_{min i}, \sigma_{max i})$  pendant la durée de vie escomptée de l'ouvrage.



c) La relation  $f(N, \sigma_{min}, \sigma_{max}) = 0$  qui traduit le comportement à la fatigue du matériau permet de calculer sa durée de vie  $N_i$  sous l'effet de cycles de contraintes  $(\sigma_{min i}, \sigma_{max i})$ .

d) La vérification de la tenue à la fatigue du matériau étudié dans la section en cause consiste à s'assurer qu'est respecté le critère de dommages cumulatifs de Miner :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

4.2. — Modélisation du comportement à la fatigue des armatures.

Le projecteur a besoin de connaître la relation  $f(N, \sigma_{min}, \sigma_{max}) = 0$ . Or les données expérimentales ne lui fournissent que des indications fragmentaires puisqu'elles se limitent le plus souvent à une courbe de type Woehler et à un diagramme de Goodman-Smith ou de Ros établi pour une valeur particulière  $N_0$  de la durée de vie (généralement  $N_0 = 2 \times 10^6$ ).

Il est donc indispensable, à partir de ces données, d'établir un modèle de comportement à la fatigue des armatures.

Pour ce faire, nous avons admis que :

- a) les diagrammes de type Woehler des armatures, intersection de la surface  $f(N, \sigma_{min}, \sigma_{max}) = 0$  avec un plan  $\sigma_{min} = cste$  étaient rectilignes à condition de représenter  $N$  par son logarithme,
- b) ces diagrammes, pour  $N = 1$  (soit  $\log N = 0$ ) prenaient la valeur  $f_0$  (en pratique,  $f_0 = f_r$ ),
- c) le diagramme de Ros, pour  $N = N_0$  ( $N_0$  de l'ordre de  $10^6$ ) était bilinéaire.
- d)  $\sigma_{max}$  était plafonné à  $\sigma_{lim}$ .

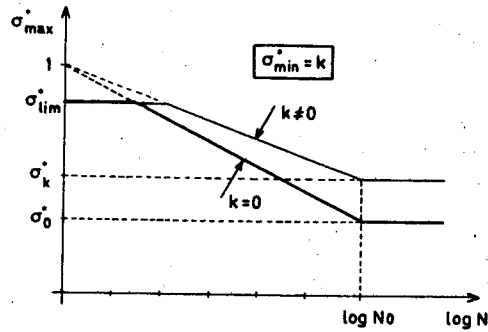


Diagramme de type WOHLER

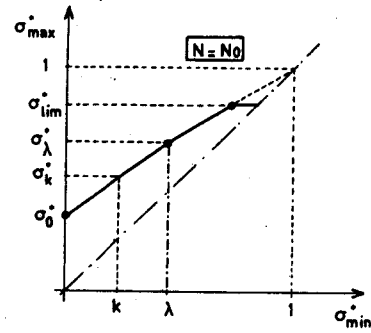


Diagramme de ROS

Si l'on pose :  $\frac{\sigma_{min}}{f_0} = \sigma_{min}^*$  ;  $\frac{\sigma_{max}}{f_0} = \sigma_{max}^*$  ;  $\frac{\sigma_{lim}}{f_0} = \sigma_{lim}^*$  les hypothèses a et b s'écrivent :

(A)  $\sigma_{max}^* = 1 - a (\sigma_{min}^*) \log N$

En vertu des hypothèses c et d l'équation du diagramme de Ros pour  $N = N_0$  est :

(B) 
$$\begin{cases} \sigma_{max}^* = \sigma_0^* + \frac{(\sigma_\lambda^* - \sigma_0^*)}{\lambda} \sigma_{min}^* & \text{pour } \sigma_{min}^* \leq \lambda \\ \sigma_{max}^* = \sigma_\lambda^* + \frac{(1 - \sigma_\lambda^*)}{1 - \lambda} (\sigma_{min}^* - \lambda) & \text{pour } \lambda \leq \sigma_{min}^* \leq 1 \end{cases}$$

avec :  $\sigma_{min}^* \leq \sigma_{max}^* \leq \sigma_{lim}^*$ .

En éliminant  $\sigma_{max}^*$  entre (B) et (A) où l'on fait  $N = N_0$ , on obtient les expressions de a ( $\sigma_{min}^*$ ) :

$$a(\sigma_{min}^*) = \frac{1}{\log N_0} \left\{ 1 - \sigma_0^* - \frac{(\sigma_\lambda^* - \sigma_0^*)}{\lambda} \sigma_{min}^* \right\} \text{ pour } \sigma_{min}^* \leq \lambda$$

$$a(\sigma_{min}^*) = \frac{1}{\log N_0} \left( \frac{1 - \sigma_\lambda^*}{1 - \lambda} \right) (1 - \sigma_{min}^*) \text{ pour } \lambda \leq \sigma_{min}^* \leq 1$$

D'où la relation générale  $f(N, \sigma_{min}^*, \sigma_{max}^*) = 0$  qu'on peut mettre sous la forme :

(C) 
$$\begin{cases} \frac{\log N}{\log N_0} = \frac{1 - \sigma_{max}^*}{1 - \sigma_0^* - \frac{(\sigma_\lambda^* - \sigma_0^*)}{\lambda} \sigma_{min}^*} & \text{pour } \sigma_{min}^* \leq \lambda \\ \frac{\log N}{\log N_0} = \left( \frac{1 - \sigma_{max}^*}{1 - \sigma_{min}^*} \right) \left( \frac{1 - \lambda}{1 - \sigma_\lambda^*} \right) & \text{pour } \lambda \leq \sigma_{min}^* \leq 1 \end{cases}$$

avec :  $\sigma_{min}^* \leq \sigma_{max}^* \leq \sigma_{lim}^*$ .

4.2.1. — Cas des armatures de précontrainte.

On admet alors :  $f_0 = f_{prg}$  et  $\sigma_{lim}^* = 0,85$ .

$\sigma_0^*$ ,  $\lambda$  et  $\sigma_\lambda^*$  prenant, selon la nature de l'armature, les valeurs suivantes :

Armatures	Torons	Fils tréfilés et barres
$\sigma_0^*$	0,18	0,23
$\lambda$	0,66	0,63
$\sigma_\lambda^*$	0,80	0,80

4.2.2. — Cas des armatures passives.

On prend alors :  $f_0 = \min \{f_{rg}; 1,2 f_{cg}\}$  et  $\sigma_{lim}^* = 0,80$ .

$\sigma_0^*$ ,  $\lambda$  et  $\sigma_\lambda^*$  étant donnés selon le diamètre des armatures, par le tableau suivant :

Diamètre	$\varnothing \leq 20 \text{ mm}$	$\varnothing \geq 25 \text{ mm}$
$\sigma_0^*$	0,54	0,36
$\lambda$	0,40	0,40
$\sigma_\lambda^*$	0,80	0,68

5. DISPOSITIONS COMPLÉMENTAIRES

5.1. — Ancrage des armatures de précontrainte.

Dans les zones d'ancrage ou de couplage des armatures de précontrainte, l'étendue de variation de la contrainte ne doit pas excéder 80 MPa.

5.2. — Ancrage des armatures passives.

Il est déconseillé d'utiliser des ancrages par courbure dans les zones où l'étendue de variation de la contrainte dans les armatures dépasse  $0,3 f_c$ .

5.3. — Armatures transversales.

Dans les zones où, sous sollicitations de fatigue, les contraintes de cisaillement dépassent  $0,8 \tau_{lim}$ ,  $\tau_{lim}$  désignant les contraintes limites de cisaillement résultant de l'application de l'article 7.2.2. du présent règlement, les armatures transversales doivent être calculées sans tenir compte du terme béton  $\frac{f_t}{3}$  introduit en 7.3.22.



## ANNEXE 11 A

### COMPLÉMENT AUX COMMENTAIRES DU CHAPITRE 9

Cette annexe constitue un complément aux commentaires des articles 9.3., 9.4.2. et 9.5. du chapitre 9.

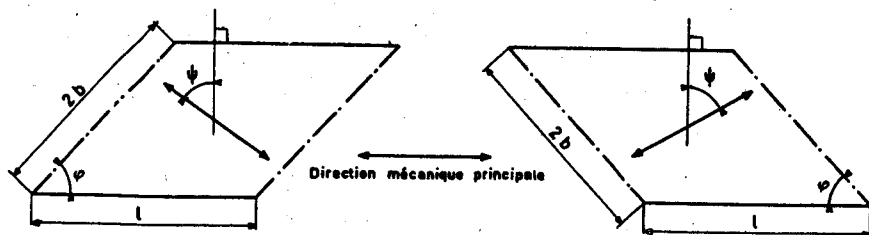
#### 1. DIRECTIONS MÉCANIQUES PRINCIPALES DE QUELQUES CONFIGURATIONS DE DALLES COURANTES

Pour les dalles à bords libres rectilignes et parallèles et à lignes d'appui parallèles, il est loisible de déterminer la direction mécanique principale par les formules empiriques suivantes :

$$\psi = \begin{cases} \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5 \eta)^2 & \text{si } \eta < 2 \\ \varphi & \text{si } \eta \geq 2 \end{cases}$$

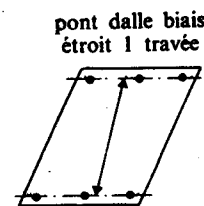
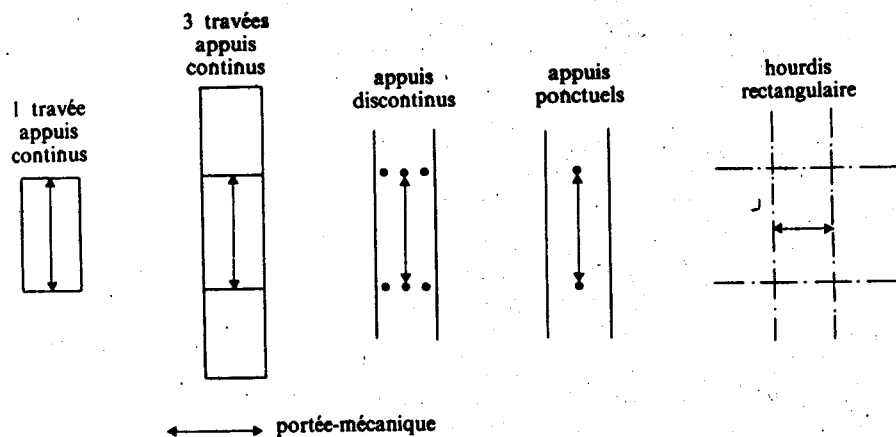
$\varphi$  : biais géométrique de l'ouvrage en grades;  
 $\psi$  : angle que fait la direction mécanique principale avec la normale aux bords libres, en grades.

$\eta = \frac{2b}{l}$  : rapport largeur biaisée de la dalle sur portée biaisée de la dalle.

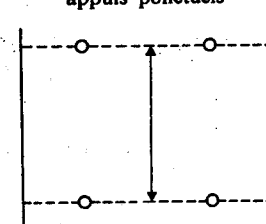


On peut s'inspirer des figures données ci-après pour d'autres configurations de dalles.

poutre-dalle droite



plancher sur appuis ponctuels

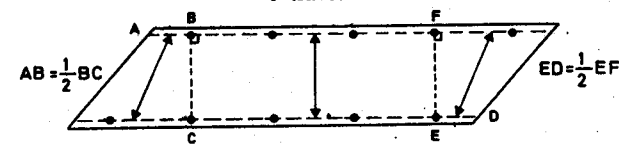


dalle circulaire



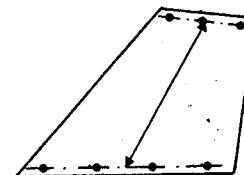
direction indéterminée mais portée déterminée

pont dalle biais large 1 travée



3 parties de dalle correspondant à des directions principales et portées mécaniques différentes

pont-dalle de biais variable



direction déterminée mais portée variable (cas général des lignes d'appuis parallèles)

## 2. DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES PASSIVES HORIZONTALES POUR L'ÉQUILIBRE MÉCANIQUE DES SECTIONS

On propose dans ce qui suit des formules qui permettent de dimensionner les armatures passives horizontales disposées dans deux directions différentes pour équilibrer le couple (M, N), où M est le tenseur des moments des efforts appliqués (y compris les moments dus à la précontrainte) et N est le tenseur des forces de compression de précontrainte.

On présente dans la première partie § 2.1., le dimensionnement optimal des armatures passives horizontales pour équilibrer le tenseur des moments M, et dans la deuxième partie § 2.2., la façon de prendre en compte le tenseur N, concomitant avec le tenseur M.

### 2.1. — Dimensionnement des armatures passives horizontales de flexion simple.

#### 2.1.1. — Notations (cf. Fig 1).

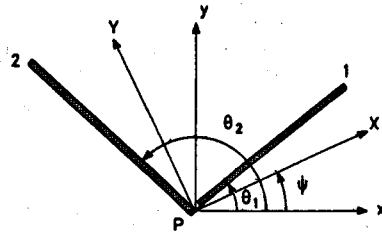


Fig. 1.

- h : épaisseur de la dalle,
- P : un point courant de la dalle,
- (M) : tenseur des moments appliqués par unité de longueur; il peut être représenté soit par  $(M_x, M_y, \psi)$  soit par  $M_x, M_y, M_{xy}$  où

$$(M) = \begin{pmatrix} M_x & 0 \\ 0 & M_y \end{pmatrix} \text{ en axes principaux}$$

$$(M) = \begin{pmatrix} M_x & M_{xy} \\ M_{xy} & M_y \end{pmatrix} \text{ dans le système } (P_x, P_y)$$

$$\begin{cases} M_x = M_x \cos^2 \psi + M_y \sin^2 \psi \\ M_y = M_x \sin^2 \psi + M_y \cos^2 \psi \\ M_{xy} = (M_x - M_y) \sin \psi \cos \psi \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} M_x = \frac{M_x + M_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2}\right)^2 + M_{xy}^2} \\ M_y = \frac{M_x + M_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2}\right)^2 + M_{xy}^2} \\ \operatorname{tg} 2\psi = \frac{2M_{xy}}{M_x - M_y} \end{cases}$$

$\theta_1, \theta_2$  : directions respectives des nappes d'armatures par rapport à  $P_x$ .  
 $M_1$  (respectivement  $M_2$ ) correspond au moment résultant en P, sur une largeur de

facette unité, dans la direction  $\theta_1$  (respectivement  $\theta_2$ ), de la distribution de contraintes de traction dans les armatures passives placées dans la direction  $\theta_1$  (respectivement  $\theta_2$ ) et de contraintes de compression du béton qui les équilibrent.

$(M_1), (M_2)$  : tenseurs de flexion simple exercés par la traction des armatures de nappes 1 et 2.

En axes  $(P_x, P_y)$  :

$$(M_1) = M_1 \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_1 & \sin \theta_1 \cos \theta_1 \\ \sin \theta_1 \cos \theta_1 & \sin^2 \theta_1 \end{bmatrix}$$

$$(M_2) = M_2 \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_2 & \sin \theta_2 \cos \theta_2 \\ \sin \theta_2 \cos \theta_2 & \sin^2 \theta_2 \end{bmatrix}$$

$M_1$  : moments principaux unitaires correspondant aux contraintes de torsion sur la face tendue du béton supposé résistant à la traction.

$(M_1)$  : tenseur de torsion simple correspondant aux contraintes sur la face tendue du béton en phase non fissurée (cf. § 2.1.2.).

$M_b$  : moment principal de flexion correspondant aux contraintes de compression sur la face tendue du béton en phase fissurée, le béton ne résistant pas à la traction.

$(M_b)$  : tenseur de flexion simple correspondant aux contraintes de compression de la face tendue du béton en phase fissurée (cf. § 2.1.3.).

Les relations données supposent que  $M_x$  et  $M_y$  sont de même signe. Elles pourront être employées dans le cas où  $M_x$  et  $M_y$  sont de signes contraires en supposant nul le moment principal correspondant à une compression de la face armée.

Ceci bien entendu n'est qu'une approximation dans le sens de la sécurité et qui sera généralement suffisante.

#### 2.1.2. — État de contraintes des armatures et du béton de la face tendue avant fissuration.

Ce paragraphe s'applique pour les vérifications à l'état-limite de service, afin de permettre un choix correct des directions  $\theta_1$  et  $\theta_2$  des armatures passives.

Les efforts appliqués à la partie tendue de la dalle correspondent au tenseur (M), lequel dépend de trois paramètres. Les efforts internes correspondant aux armatures seules, de direction  $\theta_1$  et  $\theta_2$ , supposées fixées, dépendent de 2 paramètres  $M_1$  et  $M_2$ . Dans le cas général où les directions principales du tenseur des efforts internes (M) ne sont pas confondues avec les directions des armatures, ces dernières ne peuvent à elles seules, équilibrer la totalité des efforts appliqués.

L'équilibre statique exige donc une participation du béton sous forme d'un tenseur  $(M_1)$  lequel dépend généralement de 3 paramètres : les deux composantes principales du tenseur et l'angle que fait l'une des directions principales avec l'axe  $P_x$ .

Nous déterminerons les 5 paramètres de  $(M_1), (M_1)$  et  $(M_2)$  :

- en écrivant l'équilibre entre (M) d'une part et  $(M_1) + (M_2) + (M_1)$  d'autre part (3 équations);
- en postulant que le béton de la face tendue est, avant fissuration, dans un état de

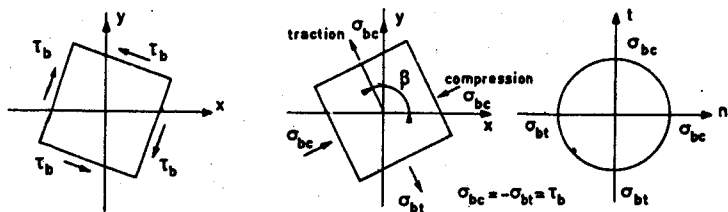


Fig. 2. — État de contrainte du béton de la face tendue.

cisaillement simple (voir Figure 2) (une équation) correspondant au fait que le béton ne résiste qu'à une torsion pure;

— en postulant que l'énergie potentielle du béton est minimum (une équation).

Désignons par  $\left(\beta + \frac{\pi}{4} + k \frac{\pi}{2}\right)$  les deux directions des facettes soumises à un cisaillement pur,  $\beta$  et  $\beta + \frac{\pi}{2}$  étant les directions principales du tenseur  $(M_1)$ .

Entre  $M_1$  et  $\sigma_{bt}$  (ou  $\sigma_{bc}$ ), nous avons la relation :

$$\tau_b = -\sigma_{bt} = \sigma_{bc} = \frac{6M_1}{h^2}$$

L'expression du tenseur  $(M_1)$  dans le système d'axes  $(P_x, P_y)$  est :

$$(M_1) = M_1 \begin{bmatrix} \cos 2\beta & \sin 2\beta \\ \sin 2\beta & -\cos 2\beta \end{bmatrix}$$

Ceci revient à dire que le nombre d'inconnues est donc réduit à quatre, à savoir  $M_1$ ,  $M_2$ ,  $M_x$  et  $\beta$ .

Il résulte de ces hypothèses, tous calculs faits, que :

Si  $M_x M_y < 0$ , on prendra convenablement  $M_x$  ou  $M_y = 0$

$$\beta = \frac{1}{2}(\theta_1 + \theta_2) + k \frac{\pi}{2}$$

$$(1) \begin{cases} M_1 = M_x \sin(\psi - \theta_1) \sin(\psi - \theta_2) + M_y \cos(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2) \\ M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [M_x \sin(\psi - \theta_2) \cos(\psi - \theta_1) - M_y \sin(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2)] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [M_y \sin(\psi - \theta_2) \cos(\psi - \theta_1) - M_x \sin(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2)] \end{cases}$$

ou bien, en fonction de  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$  :

$$(1) \begin{cases} M_1 = M_x \sin \theta_1 \sin \theta_2 + M_y \cos \theta_1 \cos \theta_2 - M_{xy} \sin(\theta_1 + \theta_2) \\ M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [-M_x \cos \theta_1 \sin \theta_2 + M_y \sin \theta_1 \cos \theta_2 + M_{xy} \cos(\theta_1 + \theta_2)] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [M_x \sin \theta_1 \cos \theta_2 - M_y \cos \theta_1 \sin \theta_2 - M_{xy} \cos(\theta_1 + \theta_2)] \end{cases}$$

Remarque :  $M_1$  s'annule si, par exemple :

- $\theta_1 = \psi$ ,  $\theta_2 = \psi + \frac{\pi}{2}$  : armatures disposées suivant les directions principales des moments
- $\theta_1 = \frac{\pi}{2}$  et  $\theta_2$  tel que  $\theta_2 = \frac{M_{xy}}{M_x}$ .

Les relations (1), et essentiellement la première donnant  $M_1$ , permettent de choisir convenablement les directions  $\theta_1$  et  $\theta_2$  de façon à rendre  $M_1$  acceptable, c'est-à-dire les cisaillements de torsion  $\tau_b = \frac{6M_1}{h^2}$  admissibles, en respectant la condition donnée à l'article 7.1.

Nous observons l'égalité fondamentale

$$M_1 + M_2 = M_x + M_y = M_x + M_y$$

Ainsi quelles que soient les directions  $\theta_1$  et  $\theta_2$ , la dépense d'acier est constante et égale au minimum de  $M_1 + M_2$ . Ceci, bien entendu, ne vaut que lorsque le béton est en mesure de résister à la sollicitation de torsion pure ( $M_1$ ).

Mais, par défaut de résistance à la traction, le béton est amené à se fissurer dans la direction perpendiculaire à la traction principale. La distribution des contraintes est alors modifiée, ce qui conduit à une formulation nouvelle du fait que les hypothèses de départ sur le comportement du béton ne sont plus valables.

### 2.1.3. — État de contraintes des armatures et du béton de la face tendue après fissuration de ce dernier.

Ce paragraphe s'applique aux vérifications à l'état-limite ultime pour dimensionner les sections d'acier passif, le choix de leurs directions  $\theta_1$  et  $\theta_2$  étant fixé.

Après fissuration, le béton de la face tendue est composé de bielles travaillant à la compression simple et inclinées soit à  $\frac{\theta_1 + \theta_2}{2}$  soit à  $\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \frac{\pi}{2}$  suivant que dans les formules (1),  $M_1$  a un signe négatif ou positif.

Nous retrouverons dans un autre plan un schéma mécanique analogue à celui d'une âme de poutre de béton travaillant à l'effort tranchant avec armatures de flexion et étriers (cf. Fig. 3).

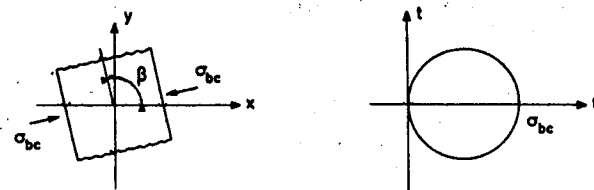


Fig. 3.

L'expression du tenseur  $(M_b)$ , en axes principaux, c'est-à-dire parallèles aux directions  $\beta$  et  $\beta + \frac{\pi}{2}$ , est  $\begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -M_b \end{pmatrix}$ , car à  $M_b > 0$  correspondent des tractions en face inférieure. D'où en axes  $(P_x, P_y)$

$$(M_b) = M_b \begin{pmatrix} -\sin^2 \beta & \sin \beta \cos \beta \\ \sin \beta \cos \beta & -\cos^2 \beta \end{pmatrix}$$

Écrivons qu'il y a équilibre entre  $(M)$  et  $(M_1) + (M_2) + (M_b)$  et retenons la valeur de  $\beta$  pour laquelle  $M_b$  obtenu est positif, nous avons :

Si  $\frac{M_1}{M_x} > 0$ , alors  $\beta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \frac{\pi}{2}$ .

Si  $M_x M_y < 0$ , on prendra convenablement  $M_x$  ou  $M_y = 0$ .

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{M_x \sin\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \sin(\psi - \theta_2) + M_y \cos\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \cos(\psi - \theta_2)}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \sin\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \\ M_2 = \frac{M_x \sin\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \sin(\psi - \theta_1) + M_y \cos\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \cos(\psi - \theta_1)}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \sin\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \\ M_b = \frac{M_1}{\sin^2\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \end{cases}$$

Ou bien  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $M_x, M_y, M_{xy}$ .

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \sin\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[ M_x \sin \theta_2 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_y \cos \theta_2 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_{xy} \sin\left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_2\right) \right] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \sin\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[ M_x \sin \theta_1 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_y \cos \theta_1 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_{xy} \sin\left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_1\right) \right] \end{cases}$$

Si  $\frac{M_1}{M_x} < 0$ , alors  $\beta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}$ .

Si  $M_x M_y < 0$ , on prendra convenablement  $M_x$  ou  $M_y = 0$

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{M_x \cos\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \sin(\psi - \theta_2) - M_y \sin\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \cos(\psi - \theta_2)}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \\ M_2 = \frac{-M_x \cos\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \sin(\psi - \theta_1) + M_y \sin\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \cos(\psi - \theta_1)}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \\ M_b = -\frac{M_1}{\cos^2\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \end{cases}$$

Ou bien  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de  $M_x, M_y, M_{xy}$

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[ -M_x \sin \theta_2 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_y \cos \theta_2 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_{xy} \cos\left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_2\right) \right] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[ M_x \sin \theta_1 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_y \cos \theta_1 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_{xy} \cos\left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_1\right) \right] \end{cases}$$

On constate que, dans les deux cas, l'égalité :  $M_1 + M_2 = M_x + M_y + M_b$  (au lieu de  $M_1 + M_2 = M_x + M_y$ , avant fissuration), fait apparaître que le supplément d'armature correspond à  $M_b$ .

Il est important de remarquer que les relations (2) peuvent se retrouver, en écrivant que la composante du moment de flexion des tenseurs  $(M_1)$  et  $(M_2)$  dans n'importe quelle direction autour du point P est supérieure à celle du tenseur  $(M)$  dans la même direction et que  $(M_1 + M_2)$  est minimal. Ceci revient à dire que les moments résistants  $M_1$  et  $M_2$  des armatures calculées suivant les formules (2) sont capables d'équilibrer les moments appliqués dans n'importe quelle direction de facette autour du point considéré. Il est donc logique d'utiliser les formules (2) pour dimensionner les armatures passives afin d'assurer la résistance de la dalle, vis-à-vis des moments fléchissants appliqués, quelle que soit la direction envisagée.

2.2. — Dimensionnement des armatures passives horizontales pour équilibrer le couple  $(M, N)$  dans n'importe quelle direction.

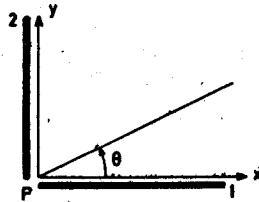
Il est loisible de dimensionner les sections d'armatures passives  $(A_1, A_2)$  disposées suivant les deux directions  $\theta_1, \theta_2$  pour équilibrer  $(M, N)$  par un calcul en flexion

composée dans ces deux directions, en prenant pour moments  $M_1$  et  $M_2$  données par les formules (2) et pour effort normal la composante du tenseur  $N$  sur chacune des directions considérées.

Dans le cas d'une double précontrainte, il suffit de disposer les armatures passives parallèlement aux armatures de précontrainte, de calculer leurs sections  $A_1$ ,  $A_2$  suivant les indications données ci-dessus et d'augmenter leurs valeurs, le cas échéant pour atteindre les limites minimales fixées par l'article 6.1.3.

Dans le cas d'une simple précontrainte, distinguons deux cas :

1<sup>er</sup> cas : Armatures passives disposées parallèlement et perpendiculairement aux armatures de précontrainte.



Dirigeons l'axe  $P_x$  suivant la direction des armatures de précontrainte.

Nous avons, d'après les formules (2), en supposant  $M_x, M_y, M_{xy} > 0$  pour fixer les idées, avec  $\theta_1 = 0$  et  $\theta_2 = \frac{\pi}{2}$

$$M_1 = M_x + M_{xy}, \quad M_2 = M_y + M_{xy}.$$

La composante de ces tenseurs sur une direction  $\theta$  quelconque est :

$$M_1 \cos^2 \theta + M_2 \sin^2 \theta = M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy}.$$

Cette quantité est supérieure ou égale à la composante, sur la même direction, des moments appliqués, à savoir :

$$M_\theta = M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy} \sin 2\theta.$$

En première approximation, les sections d'armatures sont des fonctions linéaires des moments et des efforts normaux appliqués, nous aurons,  $N$  étant l'effort normal de précontrainte :

$$A_1 = \alpha_1 M_1 + \alpha_2 N = \alpha_1 (M_x + M_{xy}) + \alpha_2 N$$

$$A_2 = \alpha_1 M_2 = \alpha_1 (M_y + M_{xy})$$

$$A_\theta = \alpha_1 M_\theta + \alpha_2 N \cos^2 \theta = \alpha_1 (M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy} \sin 2\theta) + \alpha_2 N \cos^2 \theta.$$

Il faut montrer que :  $A_1 \cos^2 \theta + A_2 \sin^2 \theta \geq A_\theta, \forall \theta.$

En effet :

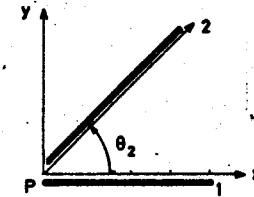
$$A_1 \cos^2 \theta = \alpha_1 (M_x + M_{xy}) \cos^2 \theta + \alpha_2 N \cos^2 \theta$$

$$A_2 \sin^2 \theta = \alpha_1 (M_y + M_{xy}) \sin^2 \theta$$

$$A_1 \cos^2 \theta + A_2 \sin^2 \theta = \alpha_1 (M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy}) + \alpha_2 N \cos^2 \theta \geq \alpha_1 (M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy} \sin 2\theta) + \alpha_2 N \cos^2 \theta = A_\theta, \forall \theta.$$

2<sup>e</sup> cas : Armatures passives non orthogonales entre elles.

Il est recommandé de disposer l'une des deux directions d'armatures passives suivant la direction de précontrainte (ou s'en écartant peu).



Dans ce cas, il résulte de ce qui précède que, pour que  $A_1$  et  $A_2$  assurent la résistance dans n'importe quelle direction, il faut et il suffit que  $A_2 \sin^2 \theta_2$  soit supérieure ou égale à la section d'armatures passives supposées perpendiculaires aux câbles de précontrainte, et calculée comme dans le premier cas, en supposant les armatures passives parallèles et perpendiculaires aux câbles.

## ANNEXE 11 B

### HOURDIS, DALLES EN CONSOLE, PLANCHERS-DALLES ET PLANCHERS-CHAMPIGNONS

#### 1. — OBJET ET DOMAINE D'APPLICATION DE LA PRÉSENTE ANNEXE

Cette annexe fournit des règles simplifiées de calcul et de justification des hourdis et dalles en console, et également des planchers-dalles et planchers-champignons de forme rectangulaire ou voisine et précontraints au moins dans une direction.

Ces règles ne sont pleinement valables que pour les dalles de portée mécanique modérée. La portée mécanique est soit la plus petite distance entre appuis, généralement constitués de poutres, dans le cas de hourdis, soit la distance entre le bord encasté et le bord libre dans le cas de dalles en console, soit la plus grande distance entre poteaux dans le cas de planchers-dalles ou planchers-champignons.

Ces règles supposent que les poutres ne subissent pas de déformations relatives (flèches et rotations) susceptibles de modifier notablement les conditions d'appui des hourdis ou des dalles en console.

Tant pour l'évaluation des efforts de flexion que des efforts tranchants, il sera fait application aux dalles des dispositions de l'article 9.2.

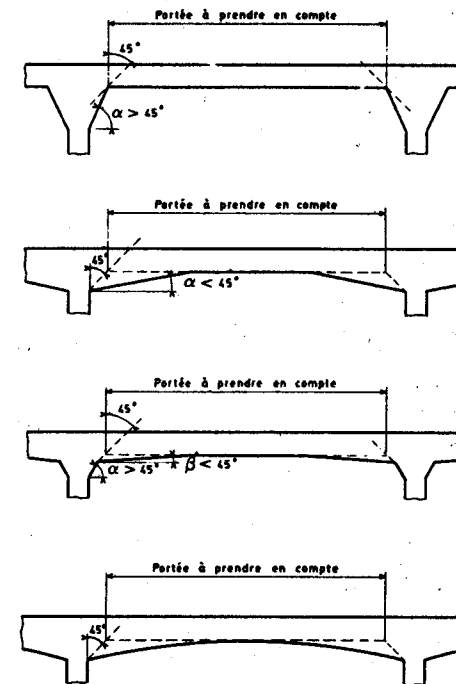
#### 2. — HOURDIS

##### 2.1. — Détermination des portées. Notations. Définitions.

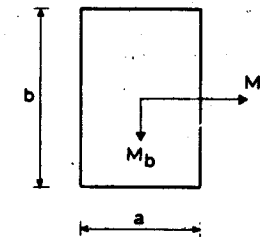
On considère que les hourdis d'épaisseur constante sont appuyés au droit des parements des âmes des poutres dont ils sont solidaires, si celles-ci sont également d'épaisseur constante.

Il est loisible de tenir compte de la présence des goussets de dalle ou d'âme. Dans ce

cas, la portée est définie conformément aux schémas suivants :



Le schéma ci-dessous représente un hourdis de côtés  $a$ ,  $b$ , avec  $a \leq b$ .  $M_a$  et  $M_b$  désignent les moments principaux au centre de ce hourdis sous un cas de charge donné.



La signification de ces moments de même que leur direction sont définies par l'article 9.2., paragraphes 1 et 2. On définit le coefficient de forme du hourdis par  $\eta = \frac{b}{a} \geq 1$ .

Naturellement,  $M_a \geq M_b$  lorsque  $a \leq b$ .

Il est à noter que sur le schéma ci-dessus, ne sont pas représentés les moments d'encastrement du hourdis sur ses côtés.

2.2. — Évaluation approchée des efforts de flexion.

2.2.1. — Cas particulier de hourdis tels que  $\eta \geq 2.5$  et soumis aux charges réparties.

Ces hourdis peuvent être calculés à la flexion comme des poutres, dans le sens de la petite portée (moment  $M_p$ ). Le moment  $M_b$  au centre du hourdis suivant sa grande portée vaut  $vM_p$ ,  $v$  étant le coefficient de Poisson (cf. art. 9.2.7.).

On tient compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

2.2.2. — Cas général.

- Hourdis sur poutres de faible rigidité à la torsion.

Les hourdis rectangulaires encastres (totalement ou partiellement) peuvent être calculés à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si ils étaient articulés sur leur contour. Le calcul est fait en ce cas au moyen de la théorie classique des plaques minces.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 20 à 25 % selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués *respectivement* au moins à 40 et 50 % des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation. On doit cependant tenir compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Moment de continuité.

Dans le cas où des charges agissent sur deux hourdis contigus, de façon pratiquement symétrique par rapport à la poutre qui les sépare, les moments d'encastrement sur la poutre dus à ces charges seront évalués directement en admettant que le hourdis est parfaitement encasté sur ce côté.

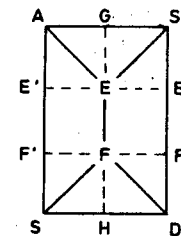
- Hourdis sur poutres rigides à la torsion.

Dans le cas de hourdis s'appuyant sur des poutres formant une section fermée (caisson) ou rigides à la torsion, il y a lieu d'appliquer des méthodes plus complexes, pour tenir compte du fait que l'intervention de cette rigidité conduit à modifier les coefficients indiqués; les moments en travée peuvent se trouver notablement diminués et les moments sur appuis notablement augmentés.

2.2.3. — Distribution des moments sur un hourdis.

Les moments transversaux et longitudinaux calculés au centre d'un hourdis rectangulaire sont considérés comme pouvant être atteints sur toute la longueur du segment joignant les points de concours des bissectrices (EF sur la figure ci-après).

Les moments transversaux calculés au milieu des grands côtés sont considérés comme pouvant être atteints sur des longueurs égales à celles du segment qui précède (E'F' et E''F'' sur la figure ci-après), puis pouvant décroître ensuite linéairement jusqu'à zéro aux quatre angles du hourdis.



Les moments longitudinaux calculés au milieu des petits côtés (G et H sur la figure ci-dessus) sont considérés comme décroissant linéairement jusqu'à zéro entre ces deux points et les quatre angles du hourdis.

Aux quatre angles du hourdis, il existe un tenseur de moments dont les directions principales sont celles des bissectrices des angles (moment négatif suivant les bissectrices intérieures, positif suivant les bissectrices extérieures).

L'existence de ces moments est indépendante de l'encastrement sur le contour du hourdis.

Dans le cas du hourdis encasté, les moments aux angles peuvent être pris égaux en valeur absolue aux moments d'encastrement au milieu des grands côtés.

Dans le cas du hourdis articulé, les moments aux angles peuvent être pris égaux en valeur absolue aux moments ci-dessus — qui seraient obtenus dans le cas du hourdis encasté — majorés de 20 à 25 %.

2.2.4. — Action de la précontrainte.

Lorsque le tracé des armatures de précontrainte est nettement non concordant, c'est-à-dire lorsque le hourdis soumis à la seule action des armatures de précontrainte en l'absence de toute charge extérieure et de toute liaison hyperstatique d'appui, subit des dénivellations relatives ou rotations relatives notables au droit de ses autres liaisons d'appui, on détermine les valeurs, au moins approchées, des moments hyperstatiques de précontrainte. L'attention est attirée, à ce sujet, sur le fait que la concordance, pour une dalle, ne peut s'apprécier en règle générale que globalement pour l'ensemble de la précontrainte et en considérant les liaisons sur tout son pourtour. Cependant, dans le cas du hourdis tel que  $\eta \geq 2.5$ , ces moments peuvent être calculés dans les hourdis comme dans les poutres, conformément au paragraphe 2.2.1. qui précède.

Dans tous les cas, la détermination du tracé concordant ou quasi-concordant, ou des moments hyperstatiques de précontrainte, doit tenir compte de la présence des goussets existants éventuellement au voisinage des appuis du hourdis, et notamment des variations du niveau du centre de gravité qui en résultent.

2.3. — Justification des hourdis. Dispositions particulières.

2.3.1.

Les moments calculés conformément au paragraphe 2.2. peuvent être considérés comme moments locaux au sens de l'article 9.3.

En l'absence des précisions du marché, les hourdis de ponts et de bâtiments de dimensions courantes peuvent être justifiés en classe III sous ces moments locaux.

2.3.2.

La flexion générale des poutres, leur précontrainte et les déformations différentielles dues aux températures, retraits et fluages introduisent dans les hourdis des efforts normaux et des moments de flexion.

En règle générale, les moments de flexion peuvent être négligés.

Par contre, les efforts normaux de traction introduits dans les hourdis doivent être pris en compte dans les justifications vis-à-vis des états limites ou pour la détermination des ferrillages passifs.

2.3.3.

La résistance des hourdis vis-à-vis des efforts tranchants est à justifier conformément aux dispositions de l'article 9.6.

Néanmoins, on peut en règle générale se dispenser de la justification des hourdis vis-à-vis des efforts tranchants locaux ou de poinçonnement si leur épaisseur, goussets éventuels non compris, est supérieure ou égale à 15 cm, et s'ils sont soumis aux charges B du titre II du Fascicule 61.

### 3. DALLES EN CONSOLE

3.1. — Généralités.

Une dalle est en console lorsqu'elle est encastrée sur l'un de ses côtés et libre sur les autres.

Les dalles-consoles peuvent être considérées comme encastrées parfaitement sur leur bord encastré, c'est-à-dire en l'absence de toute déformation de ce dernier. L'erreur commise qui peut en résulter sur les efforts de flexion est faible.

Une dalle-console est donc calculée comme étant isolée du reste de la structure à laquelle il convient toutefois d'assurer la transmission des efforts de flexion à l'encastrement. De plus, dans ces calculs le coefficient de Poisson peut être supposé nul.

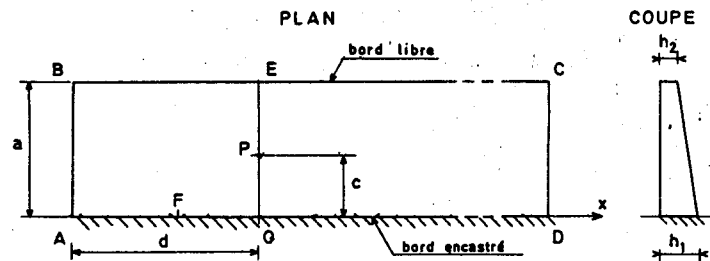
3.2. — Évaluation approchée des efforts de flexion.

La figure ci-dessous représente une dalle-console rectangulaire ABCD encastrée sur AD, et soumise à une charge concentrée appliquée au point P.

Désignons (cf. figure) par :

- a, portée de la dalle-console;
- c, distance OP du point P au bord encastré;

- d, distance OA du point P au côté AB *supposé le plus voisin* de la charge parmi les côtés AB et CD;
- $x_1 = \overline{OF}$ , abscisse d'un point F du bord encastré (mesurée sur l'axe Ox);
- $x_2 = \overline{AF} = x_1 + d$ , ( $x_2 \geq 0$ );
- $\frac{h_1}{h_2} \geq 1$ , rapport des épaisseurs de la dalle-console.



Les moments fléchissants sont en chaque point de la dalle-console et sous chaque cas de charges les moments  $M_x$  transversaux (perpendiculaires au bord encastré) et  $M_y$  longitudinaux (parallèles à ce bord). Les moments longitudinaux, nuls sur le bord encastré, sont faibles devant les moments transversaux.

La signification de ces moments de même que leur direction sont définies par l'article 9.2., paragraphes 1 et 2.

La règle simplifiée suivante est applicable avec une bonne approximation.

Sous l'action d'une charge concentrée P (voir figure plus haut), le moment d'encastrement en un point F du bord encastré est égal approximativement à :

$$M_x(F) = -\frac{P\lambda}{\pi} [p + \mu q] \pm 10 \%$$

avec (voir notations définies précédemment) :

$$\lambda = \frac{\pi}{20} \left(1 + \frac{c}{a}\right) \left(4 + \frac{h_1}{h_2}\right)$$

$$\mu = \left(1 + \frac{c}{a}\right) \left(1 - \frac{d}{8a}\right)$$

$$p = \frac{1}{\operatorname{ch}\left(\frac{\lambda x_1}{c}\right)}, \text{ où } \operatorname{ch}(u) = \frac{e^u + e^{-u}}{2}$$

$$q = q_1^{2/3} \text{ où } q_1 = \frac{1}{10} \frac{c}{a} \max \left[ \left(1 - \frac{d}{a}\right), \frac{3}{100} \right]$$

(rappel :  $x_2 = x_1 + d$ ).



*Remarques :*

1) Pour une charge appliquée loin du côté AB ( $d/a \geq 3$ ), le terme  $\mu q$  entre crochets devient négligeable. C'est le cas par exemple de dalles- consoles de longueur infinie.

De plus, la formule est en ce cas applicable quelle que soit la condition d'appui du côté AB.

2) Comme il est dit plus haut, les moments longitudinaux, nuls sur le bord encastré, sont faibles devant les moments transversaux.

Hors du bord encastré, les moments longitudinaux  $M_b$  varient approximativement entre  $-M_a(0)/5$  et  $M_a(0)/10$ .

3.3. — *Justification des dalles- consoles. Dispositions particulières.*

3.3.1.

Les moments calculés en vertu du paragraphe 3.2. peuvent être considérés comme moments locaux au sens de l'article 9.3.

Les dispositions du § 2.3. relatives aux hourdis sont applicables aux dalles- consoles sous ces moments locaux.

3.3.2.

L'encastrement d'une dalle- console donne lieu bien entendu à des efforts (réactions et moments) au bord encastré. Il convient d'assurer de façon adéquate la transmission de ces efforts au reste de la structure (contreventement, coutures d'attache, etc...).

3.3.3.

Comme il est dit au § 3.2.2. les moments longitudinaux d'une dalle- console sont faibles devant les moments transversaux.

L'attention est attirée sur ce que ces moments longitudinaux peuvent être notablement majorés lorsque la dalle- console comporte des éléments tels que murets, corniches, etc... qui lui sont liés mécaniquement et dont l'effet serait de le rigidifier dans le sens longitudinal. L'ancrage convenable de certains éléments à la dalle- console peut d'ailleurs nécessiter un épaissement de son bord libre.

#### 4. PLANCHERS-DALLES ET PLANCHERS-CHAMPIGNONS

4.1. — *Généralités.*

La présente partie de l'annexe concerne plus spécialement les dalles de portée mécanique modérée, à charge d'exploitation essentiellement répartie\* au plus égale à deux fois la charge permanente et à  $5\ 000\ \text{N/m}^2$ , telles que, par exemple, les planchers des bâtiments à usage d'habitation, de bureaux, de parkings pour véhicules légers.

\* On entend par charge d'exploitation essentiellement répartie, une charge effectivement répartie, ainsi que les forces localisées dont l'intensité unitaire ne dépasse pas  $10\ 000\ \text{N}$  et dont les effets généraux, cumulés à ceux de la charge d'exploitation effectivement appliquée si un tel cumul s'effectue, n'excèdent pas ceux qui résultent de l'application de la charge d'exploitation maximale considérée.

Les planchers sont constitués par des dalles continues, supportées directement par des piliers, des murs porteurs ou des poutres en saillie au-dessous des dalles. Les dalles peuvent éventuellement être prolongées en porte-à-faux au-delà des piliers de rive.

Les piliers peuvent être ou non pourvus, à chaque étage, de surlargeurs; lorsque celles-ci existent, les planchers sont dits « planchers-champignons », dans le cas contraire, on a des « planchers-dalles ». Les dispositions des paragraphes 0.2. et 0.3. de l'annexe F4 du B.A.E.L. sont applicables aux piliers proprement dits et à leurs surlargeurs, dont les dimensions doivent respecter les limites définies au paragraphe 0.4. de la même annexe.

Dans ce qui suit, le terme « maille » désigne le quadrilatère formé par les droites joignant les traces des axes verticaux des piliers et/ ou par les traces des axes des murs porteurs ou des poutres supportant la dalle. La méthode de calcul exposée ci-après suppose que ce maillage est rectangulaire.

La précontrainte peut être réalisée dans chaque sens porteur par des armatures rendues adhérentes par injection ou par des armatures restant non adhérentes (torons graissés). Cette précontrainte peut être bidirectionnelle ou unidirectionnelle; dans le dernier cas, les règles du B.A.E.L. sont applicables dans l'autre direction.

Les règles de justification exposées ci-après sont à appliquer indépendamment pour chacun des sens porteurs selon lequel des armatures de précontrainte sont disposées.

La charge uniformément répartie d'exploitation peut être distribuée d'une façon quelconque, par exemple, sur une ou plusieurs files de travées ou sur certaines mailles seulement.

4.2. — *Méthode de calcul.*

4.2.1. — *Préambule.*

La présente annexe fournit une méthode simplifiée, qui consiste à considérer des sections de calcul intéressant la largeur totale de la maille.

Toutefois, les méthodes de calcul élastique plus élaborées (éléments finis par exemple) peuvent être utilisées et dans ce cas on doit se reporter aux règles générales du chapitre 9.

La méthode des lignes de rupture n'est pas applicable : les armatures de précontrainte n'étant pas, en général, de tracé rectiligne, la recherche d'un mécanisme probable de rupture dans de tels cas n'est pas toujours satisfaisante; en outre, ce mode de dimensionnement n'est pas transposable aux états-limites de service.

4.2.2. — *Méthode de calcul approchée.*

Dans chaque sens porteur on assimile la structure à un portique composé de montants verticaux constitués par les piliers ou murs et de traverses horizontales

constituées par les bandes de dalle qui sont associées à ces derniers. La largeur des bandes est égale :

- pour un portique intermédiaire, à la somme des demi-largeurs des mailles adjacentes, largeurs mesurées entre axes des éléments porteurs (piliers, murs ou poutres);
- pour un portique de rive, à la somme de la demi-largeur de la maille adjacente et de la largeur de la partie de dalle située au-delà de l'axe des piliers de rive, y compris les porte-à-faux éventuels.

Les calculs de résistance sont effectués comme si le plan médian des traverses du portique était confondu avec le plan contenant les axes verticaux de ses montants.

Les sollicitations de chaque portique sont 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 de traverses étant comptées entre les axes de leurs appuis et les hauteurs des piliers étant les distances entre faces supérieures des planchers consécutifs. La hauteur des poteaux de l'étage inférieur est comptée du dessus des semelles de fondation au-dessus du premier plancher.

Les flexions dans les deux sens porteurs sont étudiées indépendamment l'une de l'autre, et cela, en prenant en compte chaque fois la totalité des charges permanentes et des charges d'exploitation correspondant au cas de charge considéré.

#### 4.3. — Justifications de la résistance de la dalle vis-à-vis des contraintes normales.

On suppose que les contraintes sont uniformes sur toute la largeur de la maille étudiée.

En fonction de cette hypothèse, les justifications des sections sont faites en appliquant les dispositions générales du chapitre 6, précisées comme suit.

##### 4.3.1. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales aux états-limites de service.

Les justifications sont à faire selon la classe II\* (cf. chapitre 6, article 6.1.23.).

*\* En raison de la grande sensibilité des contraintes vis-à-vis des tolérances dimensionnelles des structures minces, les présentes règles supposent que le centre de gravité des armatures de précontrainte en place correspond à leur axe théorique avec une tolérance de mise en œuvre de  $\pm 5$  mm.*

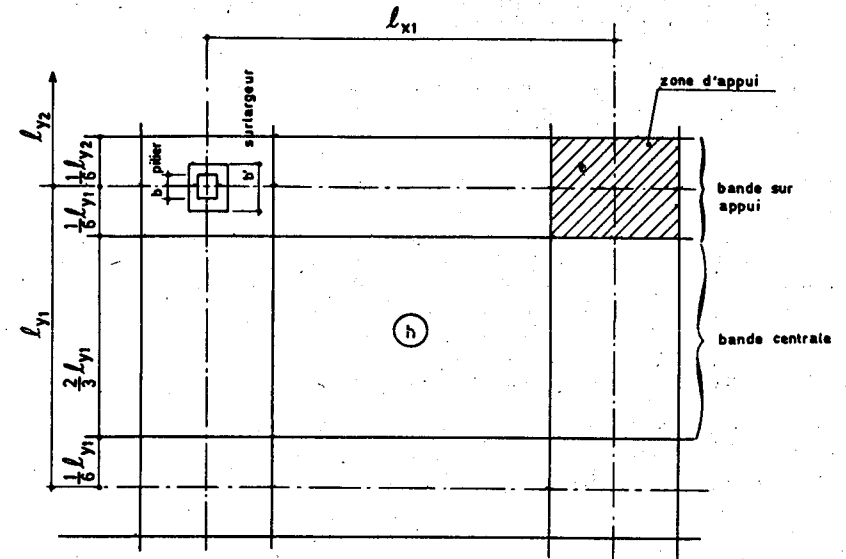
En phases provisoires justiciables d'équilibre en béton armé avant précontrainte, on peut admettre des tractions ne dépassant pas  $f_{ij}$ .

En ce qui concerne les armatures de peau, les dispositions de l'article 6.1.31 sont à respecter dans les zones d'appui définies ci-après. Hors de ces zones, il est loisible de prévoir forfaitairement un pourcentage minimal d'armature de peau égal à 0,10 % de la section, en face inférieure et pour chaque sens porteur.

Dans chacun des sens porteurs, chaque maille est décomposée en une bande centrale et deux demi-bandes sur appui, la largeur de ces dernières étant égale à la plus grande des deux dimensions suivantes :

- la demi-surlargeur du pilier augmentée de l'épaisseur de la dalle;
- le sixième de la portée de la dalle dans le sens considéré.

Au voisinage d'un pilier, la zone d'appui est la partie de la dalle commune aux deux bandes sur appui qui s'y croisent.



##### 4.3.2. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales aux états-limites ultimes.

Les coefficients de sécurité sur les actions (chapitre 4) et sur les matériaux (chapitre 6) sont intégralement conservés et appliqués aux calculs précisés ci-après.

Les justifications sont conduites en tenant compte :

- de la possibilité d'adaptation entre appuis et travée, mais avec un coefficient correctif tel que :

$$M_i + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,10 M_0$$

Dans cette formule :

$M_i$  est le moment résistant en travée,

$M_w$  et  $M_e$  sont respectivement les valeurs absolues des moments résistants sur appuis de gauche et de droite, qui sont pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$M_0$  est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée supposée indépendante et soumise au mêmes charges.

- de la faible surtension des armatures de précontrainte non adhérentes, limitée à 150 MPa.

4.4. — *Distribution des armatures de précontrainte.*

Les armatures de précontrainte résultant des calculs précédents sont à répartir, pour une maille et un sens porteur déterminés, dans la proportion suivante :

- un quart dans chaque demi-bande sur appui\*;
- la moitié dans la bande centrale\*.

\* *La définition de ces bandes est donnée au paragraphe 4.3.1.*

4.5. — *Justifications des conditions de résistance de la dalle aux efforts tranchants.*

Les dispositions à prendre sont les mêmes que celles données dans le chapitre 9.

## ANNEXE 12

### NOTATIONS

Conformément à la rédaction du présent règlement, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé et précontraint. Dans la mesure où cette liste n'est pas exhaustive, il convient de la compléter en se référant à la norme NF P 06.005.

#### 1. PRINCIPES

##### 1.1. — *Majuscules latines.*

Elles désignent :

- les actions et sollicitations (forces, moments),
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs,
- les modules de déformations et d'élasticité.

##### 1.2. — *Minuscules latines.*

Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur,
- les densités de forces réparties,
- les résistances des matériaux,
- certains coefficients.

##### 1.3. — *Majuscules grecques.*

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

##### 1.4. — *Minuscules grecques.*

Elles désignent :

- les contraintes,
- les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives, par exemple,
- certains coefficients.

##### 1.5. — *Indices.*

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole, mais se rapportant à des matériaux, des âges ou des rôles mécaniques différents.

Ces indices sont constitués, sauf exceptions, par une ou plusieurs minuscules latines, ou d'une majuscule latine éventuellement suivie de minuscules latines ou de chiffres.

Un indice ou une suite d'indices peut être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

##### 1.6. — *L'apostrophe.*

L'apostrophe peut servir à distinguer deux grandeurs de même nature différent par leur emplacement géométrique ou leur signe. Les éléments supérieurs peuvent ainsi être distingués des éléments inférieurs d'une même section (fibre, membrure, armatures).

#### 2. INDICES

##### 2.1. — *Majuscules latines.*

A : afférent aux actions accidentelles,  
B : afférent aux charges d'exploitation sur les planchers de bâtiment,  
E : afférent aux séismes,  
G : afférent aux charges permanentes,  
M : afférent aux charges d'exploitation de caractère particulier,  
P : afférent à l'action de la précontrainte,  
Q : afférent à une action variable quelconque,  
S : afférent aux actions dues à la neige; afférent à une sollicitation,  
V : afférent à l'effort tranchant,  
T : afférent aux actions dues aux variations de température; afférent à la torsion,  
W : afférent aux actions dues au vent.

##### 2.2. — *Minuscules latines et abréviations.*

a : ancrage; absorbé; amplitude  
b : béton  
c : compression; conventionnel; couture

d	: différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul; diffusion
dyn	: dynamique
e	: limite d'élasticité; entraînement; équivalent; éclatement; établissement; est (point cardinal)
f	: fissuration; flambement
h	: hygrométrie
i	: initial; instantané; indice
j	: âgé de j jours; indice
k	: caractéristique
l	: longitudinal
lim	: limite
m	: moyenne; matériau; probable
max	: maximal
min	: minimal
mt	: mise en tension
n	: section nette; nominal
o	: section brute; origine
p	: précontrainte
pa	: palier
r	: retrait du béton; rupture; réduit
red	: réduit
s	: acier pour les armatures passives; scellement ou adhérence
ser	: service
t	: transversal; traction
u	: ultime
v	: à long terme
w	: ouest (point cardinal)
x, y, z	: afférents à des axes de coordonnées de direction x, y, z

### 3. NOTATIONS

#### 3.1. — Notations en majuscules latines.

$A_s$	: Aire d'une section d'armatures passives
$A_p$	: Aire d'une section d'armatures de précontrainte
$A_t$	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives
B	: Aire d'une section de béton
E	: Module d'élasticité longitudinal
$E_s$	: Module d'élasticité d'un acier d'armature passive
$E_p$	: Module d'élasticité d'un acier d'armature de précontrainte
$E_b$	: Module de déformation longitudinal du béton
$E_{fl}$	: Module de déformation sous fluage
$E_i$	: Module de déformation instantané ( $E_{ij}$ à l'âge de j jours)
$E_v$	: Module de déformation à long terme ( $E_{vj}$ pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours)
$E_q$	: Séisme
F	: Force ou action en général
$F_{tu}$	: Force ultime d'un cours d'étriers actifs transversaux

\* ULTE 83/41 bis. — 11.

G	: Module d'élasticité transversal; action permanente
I	: Moment d'inertie en général. En particulier le moment d'inertie de flexion d'une section droite par rapport à l'axe central principal d'inertie
J	: Moment d'inertie de torsion
K	: Constante en général
$K_{fl}$	: Coefficient de fluage
M	: Moment en général; moment fléchissant
$M_f$	: Moment de fissuration
$M_o$	: Moment fléchissant dû aux charges permanentes
$M_q$	: Moment fléchissant dû aux charges et actions variables
$M_u$	: Moment de calcul pour l'état-limite ultime
$M_{ser}$	: Moment de calcul pour l'état-limite de service
$M_t$	: Moment de torsion
N	: Effort normal (peut être indicé comme M)
P	: Action de la précontrainte
$P_k$	: Action de la précontrainte : valeur caractéristique ( $P_1$ = valeur maximale, $P_2$ = valeur minimale)
$P_m$	: Action de la précontrainte : valeur probable
Q	: Action ou charge variable
R	: Réaction d'appui; force résultante
S	: Moment statique; sollicitation quelconque (1)
$S_n$	: Neige
$S_A$	: Section d'ancrage
$S_R$	: Autre section délimitant la zone de régularisation d'un effort concentré, dite section de régularisation
T	: Moment de torsion (on utilise aussi $M_t$ ); variations uniformes de température
V	: Effort tranchant : peut être indicé comme M
$V_{red}$	: Effort tranchant réduit
W	: Vent

#### 3.2. — Notations en minuscules latines.

a	: désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale)
b	: désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section)
$b_o$	: épaisseur brute de l'âme d'une poutre
$b_n$	: épaisseur nette de l'âme d'une poutre
b et b'	: largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer
c	: distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage)
$c_o$	: grosseur du granulat

(1) S s'emploie toujours avec un indice :

— S due à une action X s'écrit  $S_x$

— les valeurs limites de S s'écrivent  $S_{lim}$ .

d	: distance d'une armature ou du barycentre d'armatures à la fibre extrême la plus comprimée. Dans le cas de deux groupes d'armatures, la notation d' est utilisée pour le plus proche de la fibre la plus comprimée
e	: excentrement d'un effort normal par rapport au centre de gravité de la section, avec le signe du moment fléchissant qui le crée; dimension
$e_H, e_V$	: espacement horizontal, vertical
$e_p$	: excentrement de la précontrainte
f	: résistance d'un matériau, indiquée s'il y a lieu; flèche; coefficient de frottement par unité de déviation angulaire
$f_e$ ou $f_{se}$	: limite élastique <sup>(1)</sup> d'un acier pour armature passive
$f_{pe}$	: limite élastique <sup>(1)</sup> d'un acier pour armature de précontrainte
$f_{pr}$	: limite de rupture <sup>(1)</sup> d'un acier
$f_{cj}$	: résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours
$f_{c28}$ ou $f_c$	: résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle)
$f_{tj}$	: résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours
$f_{t28}$ ou $f_t$	: résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle)
$f_{cm}$	: résistance moyenne du béton en compression à rupture (valeur moyenne sur éprouvette)
g	: densité de charge permanente; accélération de la pesanteur; longueur de rentrée d'ancrage au relâchement du vérin pour les armatures tendues par post-tension
$h_0$	: épaisseur d'une membrure de béton
h	: hauteur, totale d'une section <sup>(2)</sup>
i	: rayon de giration d'une section
j	: nombre de jours
k	: coefficient en général
l	: longueur ou portée <sup>(3)</sup>
$l_a$	: longueur d'ancrage
$l_r$	: longueur de zone de régularisation d'un effort concentré
$l_s$	: longueur de scellement
$l_f$	: longueur de flambement
$m_x, m_y, m_{xy}$	
$m_n, m_{nt}$	: moments par unité de longueur dans une dalle
n	: coefficient d'équivalence acier-béton; nombre entier
q	: densité de charge variable
r	: rayon de courbure
$r_m$	: rayon moyen d'une pièce
s	: espacement des armatures en général
$s_t$	: espacement des armatures passives transversales
$s_t'$	: espacement des armatures de précontrainte transversales
t	: temps
u	: périmètre; dimension
$v_x, v_y, v_n$	: effort tranchant par unité de longueur
w	: largeur d'une fissure

(1) Ces notations concernent le plus souvent les valeurs données par les agréments et les normes. On peut donc ajouter l'indice g pour souligner que c'est une valeur garantie (exemple  $f_{prg}$ ).

(2) La notation  $h_t$  est tolérée.

(3) Afin d'éviter les confusions dues aux caractères dactylographiques, il est loisible d'y substituer la notation manuscrite.

x	: coordonnée en général; abscisse en particulier
y	: ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie
$y_{ser}$ ou y	: profondeur de l'axe neutre pour les calculs à l'état-limite de service
$y_u$	: profondeur de l'axe neutre pour les calculs à l'état-limite ultime
z	: coordonnée complémentaire à x et y; bras de levier du couple de flexion

### 3.3. — Notations en minuscules grecques.

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

$\alpha$ (alpha)	: angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire; coefficient sans dimension
$\beta$ (bêta)	: angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant
$\gamma$ (gamma)	: coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué)
$\delta$ (delta)	: variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque)
$\varepsilon$ (épsilon)	: déformation relative
$\varepsilon_{bc}$	: raccourcissement relatif du béton comprimé ( $\varepsilon_b$ lorsqu'il n'y a pas de confusion possible)
$\varepsilon_{ic}$	: déformation instantanée conventionnelle
$\varepsilon_r$	: retrait du béton
$\varepsilon_{rf}$	: déformation de retour de fluage
$\varepsilon_s$	: allongement relatif de l'acier passif
$\varepsilon_p$	: allongement relatif de l'acier de précontrainte
$\eta$ (êta)	: coefficient de fissuration d'une armature passive; coefficient sans dimension
$\eta_p$	: coefficient de fissuration d'une armature de précontrainte
$\theta$ (thêta)	: température; déviation angulaire
$\lambda$ (lambda)	: élancement mécanique d'une pièce comprimée; coefficient sans dimension
$\mu$ (mu)	: coefficient sans dimension
$\nu$ (nu)	: coefficient de Poisson pour le béton
$\xi$ (xi)	: coefficient sans dimension
$\rho$ (rhô)	: rapport de deux grandeurs de même dimension; en particulier rapport du volume des aciers à celui du béton ( $\rho_s$ ), fraction adhérente des armatures de précontrainte longitudinales ( $\rho_p$ )
$\rho_{1000}$	: valeur garantie de la perte par relaxation à 1 000 h
$\rho_{bo}$	: masse volumique du béton léger frais
$\rho_{bs}$	: masse volumique sèche du béton léger
$\sigma$ (sigma)	: contrainte normale
$\sigma_b$	: contrainte du béton
$\sigma_{bc}$	: contrainte de compression du béton
$\sigma_{bt}$	: contrainte de traction du béton
$\sigma_s$	: contrainte de l'acier passif
$\sigma_p$	: contrainte de l'acier de précontrainte
$\tau$ (tau)	: contrainte tangente
$\tau_s$	: contrainte d'adhérence
$\tau_{se}$	: contrainte d'adhérence d'entraînement
$\varphi$ (phi)	: coefficient de frottement par unité de longueur; angle
$\chi$ (khi)	: courbure d'une section sous sollicitation
$\psi$ (psi)	: coefficient réducteur d'une action caractéristique; angle

$\psi_s$  : coefficient de scellement des armatures passives  
 $\psi_{sp}$  : coefficient de scellement des armatures de précontrainte  
 $\omega$  (oméga) : angle

3.4. — *Autres notations et symboles.*

$\Delta$  : axe; variation ou différence  
(en particulier :  $\Delta\sigma$  = variation de contrainte  
 $\Delta\theta$  = différence de température)

$\Sigma$  : sommation

$\Phi$  : coefficient sans dimension

$\Omega$  : aire de calcul d'une section (en particulier aire de calcul d'une section soumise à la torsion)

$\varnothing$  : diamètre nominal d'une armature

$\infty$  : final (au temps conventionnel égal à l'infini)

## RAPPORT DE PRÉSENTATION DU RÈGLEMENT BPEL 83

### 1. — GÉNÉRALITÉS

Pour tenir compte de l'évolution des idées en matière de sécurité des ouvrages, la réglementation relative à la conception et au calcul des structures en béton précontraint issue de l'instruction provisoire n° 1 du 12 Août 1965 avait été complétée par une instruction provisoire n° 2 du 13 Août 1973. Cette IP 2, s'appuyant elle-même sur les Directives Communes du 13 Décembre 1971, fut le premier règlement à prescrire des méthodes de calcul aux états-limites.

La deuxième instruction provisoire apportait donc des modifications profondes. La circulaire de 1973 la présentait comme devant être « de manière systématique, d'un abord plus difficile que l'ancienne ». En fait, elle fut jugée, par tous les utilisateurs, publics ou privés, d'une complexité excessive.

Tirant les conclusions des débats qui avaient préparé l'expression de la position française à l'égard du Code-Modèle publié en 1978 pour les structures en béton dans le cadre du système international de réglementation technique unifiée, la profession présenta un projet de révision de l'IP 2. Le Conseil Général des Ponts et Chaussées jugea alors le moment venu de dépasser le stade des instructions provisoires et d'élaborer le règlement définitif de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint pour constituer la section II du titre 1<sup>er</sup> du Fascicule n° 62 du CCTG.

Bien entendu, il fallait concilier la volonté de simplification avec le souci permanent de l'administration de disposer d'un règlement couvrant de manière aussi exhaustive que possible le champ des vérifications à effectuer. Autrement dit il convenait de rédiger un texte qui soit cette fois réellement opérationnel, en ce sens qu'il puisse être jugé tout à la fois suffisamment clair par les projeteurs et suffisamment complet par les vérificateurs.

Du même coup, ce règlement allait pouvoir intégrer les progrès accomplis ces dernières années dans la connaissance du comportement des ouvrages en béton précontraint. Ainsi seraient apportées les précisions et améliorations dont l'expérience avait montré l'utilité — les déboires survenus dans le comportement en service de ces structures étant presque tous postérieurs à la publication de l'IP 2 en 1973 — en reprenant notamment le contenu de la circulaire DRCR du 2 Avril 1975 et du modificatif d'Avril 1979 au bulletin technique n° 7 du SETRA.

De plus, l'évolution de la technique et de la connaissance de certains phénomènes physiques permettait l'extension du champ d'application de ce nouveau règlement à des constructions jusque-là explicitement exclues du domaine d'application de l'IP 2. Relèvent

ainsi maintenant des règles BPEL différents types de structures, dont la particularité a cependant justifié la rédaction d'annexes spécifiques :

- ouvrages à précontrainte extérieure (procédé dont l'utilisation fréquente dans les renforcements de structures déficientes a permis d'acquérir la maîtrise),
- constructions en béton léger,
- structures soumises à la fatigue (cas des plateformes d'exploration et d'exploitation pétrolières en mer).

En définitive, le règlement BPEL s'efforçant d'apporter les clarifications souhaitées à la réglementation antérieure sans en modifier l'esprit, son emploi ne devrait pas amener, dans l'immédiat, de changements notables dans le dimensionnement des structures, pour autant que la pratique actuelle des bons constructeurs conduit à des réalisations dont le comportement en service a été constaté satisfaisant.

Dans ces conditions, le présent rapport évoque notamment :

- les principes et méthodes de vérification du BPEL,
- les principales innovations qu'il apporte, dans son texte et dans ses annexes,
- les résultats des tests qui ont été effectués.

On trouvera in fine la composition du groupe de travail qui a élaboré le projet de règlement.

### 2. — PRINCIPES ET MÉTHODES DE VÉRIFICATION DU BPEL

Ce règlement fondé sur les conceptions semi-probabilistes de la sécurité universellement admises respecte les principes des nouvelles Directives Communes de 1979 et se trouve, de ce fait, compatible avec les règles BAEL 83 qui reposent elles-mêmes sur les D.C. 79.

S'appuyant ainsi sur des méthodes de calculs aux états-limites, le BPEL impose deux grandes catégories de vérifications correspondant respectivement à l'état-limite de service (ELS) et à l'état-limite ultime (ELU).

Pour les justifications vis-à-vis des ELS, trois classes de vérification à la flexion, très comparables aux trois genres de l'IP 2, sont proposées :

- la classe I qui est liée à la précontrainte totale,
- la classe II qui tolère des contraintes modérées de traction dans le béton,
- la classe III, enfin, qui correspond à la précontrainte partielle.

Cependant, cette distinction n'est pas maintenue en ce qui concerne l'effort tranchant et la torsion pour lesquels il paraît opportun de limiter sévèrement et indépendamment des tolérances admises à la flexion les risques d'apparition de fissuration.



Les justifications vis-à-vis des ELU de résistance reposent, quant à elles, sur des méthodes de calculs déjà préconisées par l'IP 2 ou le BAEL.

Il y a lieu toutefois de remarquer que si les vérifications aux ELU sont déterminantes pour le dimensionnement des ouvrages en béton armé, ce sont souvent les justifications aux ELS qui le deviennent pour les structures en béton précontraint.

Il convient par ailleurs de préciser que, conformément aux Directives Communes 79, ces justifications font intervenir :

- des résistances caractéristiques des matériaux béton et acier qui se réfèrent respectivement à l'instruction sur le contrôle de la qualité des bétons et aux valeurs garanties par les producteurs et contrôlées sous l'égide des commissions interministérielles d'agrément des armatures,
- des valeurs représentatives des actions définies à partir de leur valeur caractéristique en tenant compte de leur intensité et de leur probabilité de concomitance avec d'autres actions,
- des combinaisons d'actions spécifiques aux états-limites considérés.

En ce qui concerne enfin la rédaction du règlement lui-même, la Commission s'est attachée à rester en harmonie avec le Code-Modèle CEB-FIP du système international de réglementation technique unifiée tout en marquant sa volonté de simplification lorsqu'il était possible de s'écarter de formulations d'une complexité jugée inutile ou excessive. Il a en outre été tenu compte de l'évolution des idées et des connaissances depuis 1977-1978 telle qu'elle est apparue au cours de l'élaboration des Eurocodes N° 1 et 2.

### 3. — PRINCIPALES INNOVATIONS

#### CHAPITRE 1

##### PRINCIPES ET DÉFINITIONS

###### Article 1.1. — Domaine d'application.

Le domaine d'application des règles de calculs préconisées par ce règlement s'étend au cas de la précontrainte extérieure au béton, aux constructions en béton léger et aux pièces préfabriquées en grande série en usine.

###### Article 1.3. — Classes de vérification.

Il appartenait à ce règlement de codifier la notion de précontrainte partielle, dont le procédé, très en faveur à l'étranger, est parfaitement utilisable par exemple dans le domaine du bâtiment, en l'absence de toute agressivité de l'environnement. Il permet notamment de se dispenser d'imposer dans une structure des contraintes de compression permanentes majorées uniquement pour prévenir l'apparition de tractions sous l'effet d'actions particulièrement défavorables et rares. Il semblait également nécessaire de mieux cerner la notion de précontrainte totale, appliquée jusqu'ici de manière souvent illusoire dans la mesure où nombre de circonstances effectivement susceptibles d'engendrer des tractions n'étaient pas prises en compte.

La caractérisation des deux notions précédentes laissant la place à un domaine intermédiaire, il y avait lieu dans ce contexte d'introduire, pour la justification des contraintes normales à l'état-limite de service, trois classes de vérification, d'ailleurs très comparables aux trois genres de l'IP 2 :

- la classe I qui n'admet aucune décompression du béton.
- la classe II qui tolère des contraintes modérées de traction dans le béton,
- la classe III, enfin, qui correspond à de la précontrainte partielle, et qui limite la fissuration par un recours accru à des aciers de béton armé convenablement répartis, dont les contraintes de traction sont sévèrement plafonnées.

Le recours à la classe I qui, du fait de l'introduction de la fourchette de précontrainte, conduit à des dimensionnements plus sévères que l'IP 1, est en principe exceptionnel, et réservé à des pièces soumises à de la traction simple ou susceptibles d'être très sollicitées à la fatigue.

La classe II, qui détermine des dimensionnements comparables, mutatis mutandis, à ceux de l'IP 1, est plus particulièrement destinée aux éléments exposés à une ambiance agressive ou comportant de nombreux joints.

La classe III, enfin, intéresse essentiellement les structures en atmosphère peu agressive, parmi lesquelles se range notamment le domaine du bâtiment.

En ce qui concerne les ponts-routes, les modalités et limites de la transition de la classe II vers la classe III seront progressivement précisées par des documents du SETRA par catégories d'ouvrages.

#### CHAPITRE 2

##### DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

###### Article 2.1. — Béton.

La résistance caractéristique à la compression du béton est déterminée de manière contractuelle, à partir des règles de contrôle définies par le Fascicule 65 du CCTG.

Il est loisible de choisir la résistance requise pour chaque béton, en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément à construire parmi les valeurs 30, 35 et 40 MPa de préférence.

La résistance normale recommandée a ainsi été limitée à 40 MPa, ce qui devrait éviter, dans le cas général, la réalisation de structures trop grêles. Cependant il convient de préciser que la préfabrication industrielle fait plutôt appel à des bétons dont la résistance est comprise entre 45 et 50 MPa. Enfin, il est évident que, pour des ouvrages exceptionnels, la nécessité de ne pas accroître inutilement le poids mort de la structure conduit à utiliser des bétons plus performants dont la résistance à la compression atteint par exemple 60 MPa.

La valeur conventionnelle du module de déformation longitudinale instantanée du béton, notée  $E_{ij}$ , est prise égale à

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad (f_{c,j} \text{ et } E_{ij} \text{ étant exprimés en MPa}).$$

Elle présente l'avantage, par l'introduction, déjà effectuée dans le BAEL, de la puissance 1/3 (au lieu de 1/2) et du coefficient 11 000 issu de la nouvelle définition de la résistance de mieux suivre les lois expérimentales.

Les lois d'évolution du retrait et du fluage ont été modifiées pour tenir compte des résultats expérimentaux les plus récents. Des indications sont données sur la loi de retour de fluage, mais de nombreuses années de recherche seront encore nécessaires pour que le problème posé par le domaine de non-linéarité des déformations de fluage et de non-validité du principe de superposition puisse être considéré comme dominé.

#### Article 2.2. — Armatures de précontrainte.

Les formules relatives à la relaxation ont fait l'objet de modifications pour tenir compte à la fois d'une meilleure connaissance expérimentale du phénomène et d'une amélioration de la qualité des produits :

- la relaxation s'accroît très rapidement pour des tensions se rapprochant de la limite élastique,
- elle se prolonge indéfiniment — d'où le choix d'une base de temps de 50 ans (au lieu de 10 ans),
- par contre, avec la généralisation des aciers à très basse relaxation, la référence à  $\rho_{3\,000}$  a été supprimée.

Pour les armatures de précontrainte utilisées en pré-tension, une longueur nominale de scellement a été définie, se déduisant de la longueur conventionnelle de scellement fixée par la décision d'agrément.

### CHAPITRE 3

#### PRÉCONTRAINTÉ

##### Article 3.2. — Valeur maximale de la tension à l'origine.

Les nouveaux procédés de fabrication des aciers, s'ils permettent d'atteindre des valeurs de traction élevées dans les armatures de précontrainte, se traduisent en revanche

par un accroissement de leur sensibilité au phénomène d'étreinte latérale qui se manifeste au niveau des ancrages. L'augmentation de la proportion de ruptures constatées sur chantier à la mise en tension a conduit à limiter plus sévèrement que par le passé, la tension à l'origine en post-tension, en ramenant sa valeur de base de  $0,85 F_{prg}$  à  $0,80 F_{prg}$ . Par ailleurs, il y a lieu d'appliquer la même réduction au cas de la pré-tension, sauf pour une production industrialisée justifiant d'une organisation de la qualité visant notamment la fiabilité des ancrages et la sécurité du personnel.

En ce qui concerne enfin les barres, dont l'écart relatif entre limite élastique et limite de rupture est sensiblement plus important, des raisons de sécurité conduisent à maintenir la limitation de la tension initiale.

##### Article 3.3. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par post-tension.

La Commission s'est attachée à définir un processus de calcul de ces pertes qui soit simple et applicable dans tous les cas, sans qu'il soit utile de recourir à des raffinements donnant une précision parfaitement illusoire.

En ce qui concerne l'évaluation des pertes de tension par frottement des armatures, le BPEL se réfère, dans des conditions normales de mise en œuvre, aux valeurs des coefficients  $f$  et  $\phi$  fixées par l'annexe 3 ou éventuellement par un arrêté d'agrément proposé par la Commission Interministérielle de la précontrainte.

Les principales simplifications par rapport aux règlements antérieurs se traduisent par :

- l'intégration implicite au terme relatif à la relaxation du terme rectangle destiné à prendre en compte la concomitance du phénomène de relaxation pure avec les raccourcissements du béton adjacent,
- la suppression de la référence à  $\rho_{3\,000}$  rarement défavorable.

##### Article 3.4. — Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par pré-tension.

La Commission a jugé nécessaire de prévoir, pour la pré-tension, une codification spécifique des pertes, car elles sont liées à des phénomènes assez différents du cas de la post-tension. Ainsi il y a lieu de distinguer les pertes qui se produisent :

- à la mise en tension de l'armature,
- entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément,
- à la mise en précontrainte de l'élément.

Dans la phase intermédiaire — entre la mise en tension de l'armature et la mise en précontrainte de l'élément — il convient d'ajouter aux pertes résultant du retrait du béton et de la relaxation de l'acier la perte due à la dilatation gênée de l'armature sous l'effet du traitement thermique généralement appliqué au béton.

## CHAPITRE 4

### ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Ce chapitre respecte bien entendu les prescriptions des Directives Communes 79, tout en formulant des règles d'application facile et immédiate.

#### Article 4.1. — Actions.

En règle générale, la précontrainte est représentée à un instant donné par deux valeurs caractéristiques, respectivement maximale  $P_1$  et minimale  $P_2$ , encadrant la valeur probable  $P_m$ .

Toutefois, le marché peut admettre que la précontrainte soit représentée par sa seule valeur probable  $P_m$ , sous la réserve essentielle que les précautions voulues soient prises, tant au niveau de la conception que de l'exécution, pour que cette valeur ait toutes chances d'être effectivement réalisée dans l'ouvrage.

Pour les actions variables, conformément aux D.C. 79, on considère, outre leurs valeurs caractéristiques, différentes autres valeurs représentatives :

- valeur de combinaison,
- valeur fréquente,
- valeur quasi-permanente.

#### Article 4.5. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance.

La précontrainte considérée indépendamment de l'ensemble des actions permanentes favorables ou défavorables est prise en compte avec sa valeur probable et n'est soumise à aucune pondération.

En effet, la résistance à la rupture d'une section dépend très peu, une fois l'ancrage réalisé, de la tension initialement imposée à l'armature de précontrainte. Une majoration de la précontrainte ne présenterait donc éventuellement d'intérêt que pour une vérification pendant la phase active de mise en tension, mais la Commission a estimé que, pour cette phase de construction, des vérifications aux états-limites ultimes n'étaient pas nécessaires.

Les combinaisons à étudier sont essentiellement les combinaisons fondamentales comprenant une action variable considérée comme action de base combinée avec d'autres actions variables d'accompagnement introduites avec leur valeur de combinaison.

Cependant, dans un nombre limité de cas, il y a lieu de considérer également des combinaisons accidentelles faisant intervenir la valeur de l'action accidentelle à prendre en compte.

## CHAPITRE 5

### DÉFINITION DES SECTIONS

Les principales modifications par rapport aux textes antérieurs concernent les caractéristiques des sections de référence pour le calcul des contraintes. Une distinction nette est établie entre les sections non fissurées telles qu'elles doivent exister aux états-limites de service en classe I ou II, et les sections fissurées qui apparaissent en classe III.

L'effet de la présence des aciers de précontrainte dans la section étudiée est chiffré de manière différente dans un cas et dans l'autre. La Commission a en effet décidé que ces armatures seraient prises en considération selon les modalités suivantes :

- pour les calculs en sections non fissurées, l'homogénéisation par rapport aux aciers de précontrainte s'effectue à l'aide d'un coefficient d'équivalence forfaitaire  $n_i = 5$ , sauf lorsque ces armatures ne peuvent être considérées comme adhérentes au béton — ce qui est le cas, en post-tension, des armatures de précontrainte sans adhérence de forme et enduites de certains produits de protection provisoire qui rendent hypothétique l'établissement ultérieur d'une bonne adhérence —,
- pour les calculs en sections fissurées, et dans le cas de la post-tension, on tient compte d'une fraction de la section des armatures égale à 0,5 lorsqu'on peut escompter une certaine adhérence entre les armatures et le béton — cet abattement de 50 % permettant de couvrir les incertitudes sur l'efficacité de l'injection —, et nulle dans l'éventualité contraire. L'homogénéisation s'effectue avec un coefficient d'équivalence  $n_s = 15$  dont la valeur résulte du souci d'assurer un raccordement avec le béton armé. Ce choix est évidemment contestable car la théorie conduirait à retenir de préférence un coefficient égal à 5 sous l'effet des charges variables de courte durée d'application.

Néanmoins, il va dans le sens de la sécurité en ce qui concerne les aciers puisqu'il se traduit par une surestimation des contraintes dans ces armatures; en revanche, il entraîne une sous-estimation des contraintes de compression dans le béton.

## CHAPITRE 6

### JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

#### Article 6.1. — États-limites de service.

Pour les justifications des contraintes normales vis-à-vis des états-limites de service, les trois classes de vérification correspondent à des conditions de travail des parties tendues bien distinctes. Par contre, en ce qui concerne les contraintes de compression dans le béton, le BPEL impose le respect de limites indépendantes de la classe de calcul retenue. La considération d'un tel état-limite de compression répond à la nécessité de réduire le risque de déformations de fluage excessives, ainsi que le risque de fissuration longitudinale

sous l'effet des contraintes transversales de traction prenant naissance lorsque des compressions trop élevées s'exercent sur des zones restreintes.

Selon le type de sollicitations envisagé, les contraintes de compression sont limitées aux valeurs suivantes :

- $0,50 f_{c28}$  sous l'effet de la combinaison quasi-permanente,
- $0,60 f_{c28}$  sous l'effet des combinaisons rares,
- $0,60 f_{c_j}$  en cours de construction, ramenée à  $0,55 f_{c_j}$  si  $j$  est inférieur à 3 jours, sauf pour certaines pièces industrielles pour lesquelles la limite est égale à  $2/3 f_{c_j}$ .

Ces valeurs, plus élevées que les précédentes valeurs réglementaires, ne se justifient que dans la mesure où la fourchette de précontrainte est effectivement prise en compte; elles doivent être diminuées de 10 % lorsqu'il est fait usage de la possibilité offerte par l'article 4.1.3. de ne représenter, sous réserve d'un certain nombre de précautions, la valeur de la précontrainte en service que par sa valeur probable  $P_m$ .

De même, la limite de  $0,60 f_{c_j}$  à la construction, qui suppose un contrôle de qualité effectif à l'âge  $j$ , doit être, à défaut de fiabilité de ce contrôle, ramenée à  $0,55 f_{c_j}$ .

Quant à la limitation à  $0,50 f_{c28}$  sous combinaison quasi-permanente elle a pour objet de maintenir une certaine homogénéité avec la sécurité admise sous combinaison rare — la résistance du béton étant plus faible à la longue sous une charge soutenue que sous une charge instantanée (effet Rüschi).

En ce qui concerne les parties tendues, aucune traction n'est admise en classe I, des tractions modérées sont tolérées en classe II, enfin en classe III aucune limitation n'est imposée aux tractions du béton dont on admet la fissuration. Tout le problème consiste alors à limiter l'ouverture de ces fissures.

Le Code-Modèle CEB-FIP base la sécurité vis-à-vis de la fissuration sur une théorie de calcul de l'ouverture des fissures, donnant directement des valeurs moyennes correspondant à l'effet mécanique principal; de la valeur moyenne se déduit la valeur caractéristique, dont il suffit de vérifier qu'elle est inférieure à la limite spécifiée. En fait les phénomènes secondaires rendent illusoire la précision apparente de tels calculs.

Dans ces conditions, la Commission n'a pas estimé raisonnable de baser des exigences contractuelles sur une méthode abstraite n'ayant pas reçu la sanction de concordance avec les mesures possibles à faire sur ouvrages réels.

Tout comme dans le BAEL, la sécurité vis-à-vis de la fissuration est assurée par un plafonnement sévère des contraintes de traction dans les armatures et par des dispositions constructives appropriées.

Une formule forfaitaire fixe le minimum d'armatures passives longitudinales à placer en zone tendue, indépendamment des conditions mécaniques précédemment rappelées.

Par ailleurs, ont été définies des règles spécifiques aux sections de joint entre éléments préfabriqués, dont la justification ne peut, en aucun cas, être effectuée en classe III et n'est admise en classe II que sous certaines conditions relatives à la représentativité de la valeur  $P_m$  de la précontrainte.

Enfin, les désordres constatés dans les joints de construction avec coupleurs, d'ailleurs plus nombreux à l'étranger qu'en France, ont conduit la Commission à fixer des prescriptions particulières pour les sections correspondantes.

#### Article 6.3. — État-limite ultime.

Par souci d'homogénéité avec le BAEL et les recommandations internationales, la contrainte ultime de compression du béton est fixée à  $\frac{0,85}{\gamma_b} f_{c_j}$  (avec  $\gamma_b = 1,5$  en général) alors que la limite selon l'IP 2 était égale à  $\frac{0,85}{1,5 k_b} \sigma'_j$  (le coefficient  $k_b$  pouvant prendre la valeur 0,85 lorsque l'application de la combinaison d'actions considérée était inférieure à une heure).

Par ailleurs, une règle de décalage (6.3.33), analogue à celle que connaissent bien les projeteurs de béton armé, a été introduite pour tenir compte de l'inclinaison des fissures dues à l'effort tranchant.

#### Article 6.4. — État-limite de stabilité de forme.

Cet article, qui remplace les anciennes règles de vérification à l'égard du flambement, s'inspire des principes et méthodes de calculs énoncés dans le BAEL (Art. A.4.4.).

#### Article 6.5. — État-limite de fatigue.

Ce texte propose une méthode d'approche de ce phénomène et de justification des sections à la fatigue. Il est complété par l'annexe 10 destinée à faciliter l'application des règles préconisées.

## CHAPITRE 7

### JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES VIS-À-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

Se voulant délibérément novateur dans ce domaine, le Code-Modèle CEB-FIP se bornait à faire référence aux différents processus par lesquels peut être atteint l'état-limite ultime, avec toutefois certaines limitations prudentes visant à assurer un contrôle raisonnable de la fissuration en service.

Bien entendu la sécurité à la rupture doit être assurée. Mais la Commission, soucieuse d'éviter les désordres en service et de préserver la durabilité des structures, a préféré s'en tenir à la double vérification de règle dans l'IP 2 :

- à l'état-limite de service grâce à des critères de sécurité limitant la probabilité de fissuration du béton;
- à l'état-limite ultime, en s'assurant de la résistance du treillis engendré par la fissuration du béton, dont les montants sont constitués par les armatures transversales et les diagonales par les bielles de béton découpées par les fissures.

Contrairement à l'IP 1, la justification des armatures transversales n'est exigée qu'à l'état-limite ultime.

Article 7.2. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentielles à l'état-limite de service.

A l'état-limite de service, on vérifie uniquement l'intégrité du béton.

L'inégalité à vérifier selon l'IP 2 dérivait de la formule de Chalot et Béteille par adaptation aux genres de précontrainte. Cependant les enseignements tirés à la fois de l'expérimentation en laboratoire et de l'observation *in situ* ont mis en évidence l'existence dans ce cas de deux modes de rupture du béton :

- dans le domaine des contraintes normales faibles ou moyennes — qui est le plus usuel — par fissuration du béton;
- dans le domaine des contraintes normales élevées, par compression-cisaillement du béton.

C'est pourquoi la Commission, après de longs débats, s'est prononcée pour un doublement de la vérification, traduisant respectivement les deux modes de rupture précédents :

- Condition de non rupture du béton par fissuration (limitation de la contrainte principale de traction à  $f_t$ ),

$$\begin{aligned} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t &\leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t) & \text{pour } \sigma_x \geq 0 \\ \tau^2 &\leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_t) & \text{pour } \sigma_x < 0. \end{aligned}$$

La sécurité a été introduite sous la forme d'un coefficient  $\sqrt{0,4}$  affectant la valeur de la contrainte de cisaillement sur les facettes à contrainte normale nulle (représentée par les points d'intersection des cercles de Mohr avec l'axe des  $\tau$  dans le système des coordonnées  $(\sigma, \tau)$ ).

La règle applicable pour  $\sigma_x < 0$ , et obtenue en faisant  $\sigma_x = 0$  dans la première relation, a pour objet d'assurer un raccordement avec les règles correspondant à la flexion simple.

- Condition de non rupture du béton par compression-cisaillement :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) (f_{tj} + \sigma_x + \sigma_t).$$

La sécurité a été introduite sous la forme d'un coefficient 0,6 appliqué à la résistance à la compression du béton et homogène avec la sécurité admise en compression simple. Cette seconde condition, qui n'existait pas dans l'IP 2 est rarement prépondérante et n'intervient que quand  $\sigma_x + \sigma_t > 0,4 f_{cj}$ .

Trois remarques peuvent être faites concernant la justification d'une poutre à l'état-limite de service :

- \* l'application de ces formules repose sur une évaluation prudente de la contrainte normale transversale  $\sigma_t$ ; en effet, celle-ci est engendrée par des étriers actifs, le plus souvent très courts, dans lesquels il est difficile de maîtriser la force de

précontrainte réelle du simple fait que le moindre recul d'ancrage y entraîne des pertes de tension importantes;

- \* pour le calcul de la contrainte de cisaillement (et également pour le calcul de  $\sigma_t$ ), on ne déduit de l'épaisseur de l'élément considéré que le demi-diamètre d'encombrement des conduits des armatures de précontrainte injectés. Les expérimentations faites dans différents laboratoires ont en effet montré qu'un conduit normalement injecté participe à la résistance de l'élément;
- \* comme dans l'IP 2, les contraintes de cisaillement limites obtenues à partir des règles indiquées précédemment conduisent apparemment à des épaisseurs d'âme plus faibles que par application de l'IP 1. En fait, ces épaisseurs devront souvent être déterminées pour satisfaire aux dispositions constructives figurant au chapitre 10.

Article 7.3. — Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentielles à l'état-limite ultime.

La justification à l'état-limite ultime comporte la vérification, dans l'hypothèse de la formation d'un treillis après fissuration du béton, de la non rupture des armatures transversales et des bielles de béton découpées par les fissures.

L'inclinaison des bielles, déterminée à partir d'un état de contraintes évalué conventionnellement de façon élastique, est bornée inférieurement à 30°.

Pour la justification des armatures transversales d'âme, il est loisible de prendre en compte un terme réducteur représentant la part de l'effort tranchant équilibrée par la membrure comprimée.

En complément des règles mécaniques résultant de la résistance des montants du treillis, une formule forfaitaire fixe la quantité minimale d'armatures d'âme nécessaire.

En ce qui concerne la résistance des bielles de béton, elle est vérifiée implicitement par la limitation de la contrainte de cisaillement.

Article 7.6. — Torsion.

Cet article est conçu de façon à fournir des règles de justification pour les éléments soumis à la fois à l'effort tranchant et à la torsion, tout en se raccordant aux règles des articles précédents.

Les principes de calcul adoptés sont voisins de ceux retenus dans le BAEL — en particulier par l'utilisation, comme dans l'IP 2, d'une section creuse équivalente (dite section tubulaire efficace) pour les sections pleines — mais les justifications à présenter sont relatives à la fois à l'état-limite de service et à l'état-limite ultime, comme pour l'effort tranchant.

D'autre part, la valeur limite de la contrainte de cisaillement totale, obtenue à l'état-limite de service par cumul de l'effort tranchant et du couple de torsion, est supérieure de 20 % à celle donnée à l'article 7.2., dans le cas des sections pleines. Cette majoration se justifie par le fait que la contrainte de cisaillement maximale de torsion est très localisée dans le cas d'une section pleine. Il en est de même pour la justification à l'état-limite ultime de la résistance des bielles de compression.

## CHAPITRE 8

### RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRÉCONTRAÎNTE

Le corps de ce texte est uniquement destiné à fournir des indications et à définir des principes généraux, les règles de détail utilisables à défaut de méthodes de calcul plus élaborées faisant l'objet de l'annexe 4.

Le domaine d'application de ce chapitre s'étend aux câbles ancrés en section courante alors que l'IP 2 se limitait aux seuls câbles ancrés en zone d'about.

## CHAPITRE 9

### DALLES

L'objectif de ce texte est de présenter des principes généraux, les méthodes de calcul étant reportées dans les annexes 11 A et 11 B.

En ce qui concerne la justification des dalles, le BPEL se propose de pallier les difficultés dues à la rareté des directives spécifiques à ce type d'éléments.

Du point de vue des efforts généraux, contrairement à la recommandation de l'IP 2, la classe de vérification s'applique à la seule direction mécanique principale.

Enfin, le règlement maintient une vérification à l'état-limite de service des zones soumises à des efforts locaux, mais préconise, dans ce cas, l'utilisation de la classe III afin d'éviter tout surdimensionnement.

## CHAPITRE 10

### DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Ce chapitre reprend en grande partie les dispositions déjà évoquées dans la réglementation antérieure, cependant un certain nombre de nouveautés méritent d'être signalées :

- des tolérances ont été définies sur la position des armatures de précontrainte,
- enfin des règles plus strictes ont été imposées à l'espacement des armatures situées dans des pièces minces, à la suite d'un certain nombre de déboires constatés sur certains ouvrages (feuilletage de hourdis inférieurs comportant des armatures de précontrainte de forte puissance, à très faible entr'axe).

## ANNEXES

### ANNEXES AU TEXTE

#### Annexe 1. — Déformations du béton.

La hardiesse croissante des structures en béton précontraint exigeait — et l'augmentation parallèle de la puissance des moyens de calcul permettait — que soient mis à la disposition des projeteurs et des vérificateurs des modèles de comportement des bétons réalistes, c'est-à-dire conformes aux résultats expérimentaux accumulés depuis de nombreuses années en laboratoire et *in situ*.

Ainsi a-t-on introduit, pour améliorer la précision de certains calculs au flambement, une loi contraintes-déformations de béton plus précise que l'habituelle loi parabole-rectangle, qui n'en demeure pas moins suffisante dans la plupart des applications courantes.

De même, les lois de retrait et de fluage ont été modifiées sur la base de nombreux résultats expérimentaux, les précédentes formulations réglementaires de l'IP 1 et de l'IP 2 ayant exagéré dans une certaine mesure l'influence de l'âge du béton au moment de son chargement.

La novation principale consiste dans l'introduction de la notion de retour de fluage. Il est en effet bien connu depuis longtemps que, si l'hypothèse du fluage linéaire est parfaitement valable pour une éprouvette soumise à un chargement croissant, il n'en est pas de même lorsque ce chargement n'est pas monotone. La prise en compte d'un fluage non linéaire est envisageable pour calculer avec précision les pertes de tension dans les armatures de précontrainte (notamment dans le cas de la pré-tension), puisqu'il n'intervient dans ce calcul que des contraintes à un niveau bien déterminé d'une section.

En revanche, la prise en considération de cette non-linéarité pour estimer la redistribution des efforts par fluage dans les ouvrages hyperstatiques construits par phases est d'une toute autre complexité. En effet chaque section droite subit, à chaque étape de la construction, des accroissements de contraintes sur l'une de ses parties et des diminutions sur l'autre; à l'abandon du principe de superposition s'ajouterait l'abandon de la loi de Navier. Pour ne pas risquer d'aboutir à des calculs inextricables, dans l'état actuel de la doctrine il a été admis de s'en remettre à une loi « moyenne » dénuée de signification physique, mais établie pour représenter au mieux le phénomène de redistribution des efforts.

#### Annexe 1. — Comportement des aciers.

Elle présente des diagrammes déformations-contraintes relatifs à différents types d'aciers passifs ou d'armatures de précontrainte et constitue un complément aux articles 2.2.5., 2.3.2., et 6.3.3.

Les règles énoncées concernent :

- la relaxation pure — l'évolution dans le temps (complément à l'article 3.2.2.),
- le comportement des aciers sous déformation variable (méthode du temps équivalent),
- la concomitance de la relaxation avec le retrait et le fluage du béton (complément à l'article 3.4.2).

#### Annexe 3. — Valeurs numériques des coefficients de frottement en post-tension.

Cette annexe définit, pour des câbles composés de fils ou torons mis en œuvre par post-tension, dans des conditions conformes aux prescriptions du Fascicule 65, des valeurs numériques des coefficients  $f$  et  $\phi$  utilisables pour une évaluation a priori des pertes de tension dues au frottement.

#### Annexe 4. — Zones d'application de forces concentrées.

##### Première partie. — Zones d'introduction de la précontrainte.

Le changement d'échelle résultant de l'utilisation d'unités de précontrainte de plus en plus puissantes a fait apparaître les conséquences dommageables d'effets secondaires insuffisamment ou mal pris en compte.

La publication de l'annexe IV à l'IP 2 sur les zones d'about a sensibilisé les projeteurs aux problèmes de diffusion des efforts concentrés et d'entraînement au voisinage des ancrages. L'expérience acquise a permis de reprendre ce texte en corrigeant les imperfections dans toute la mesure possible.

Les idées de base subsistent. La présente annexe prévoit notamment une étude de la diffusion en deux étapes :

- étude de la première régularisation à l'intérieur des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage.
- étude des effets de la répartition des ancrages par le biais de l'équilibre général.

Mais l'IP 2 aboutissait à certaines contradictions : le calcul conduisait à distinguer des contraintes de cisaillement et des contraintes de traction transversales, d'où résultaient des ferraillements respectivement de flexion et de couture. Ces contraintes transversales de traction étaient purement conventionnelles, et le ferraillement de flexion souvent implanté dans des zones où il s'avérait peu efficace.

C'est pourquoi ces notions de contraintes transversales et de ferraillement de flexion sont abandonnées par le BPEL, au profit de celles de cisaillement, que l'on sait calculer de façon nettement plus réaliste, et de ferraillement de couture, d'ailleurs souvent prépondérant dans les anciennes règles.

De plus, cette annexe définit les règles particulières à appliquer lorsque les ancrages ne sont plus situés à l'about mais en partie courante des pièces considérées. Il convient en effet dans ce cas de disposer, outre un ferraillement longitudinal d'entraînement, des ferraillements transversaux — aussi bien en amont qu'en aval des ancrages — pour lesquels une répartition a été définie sur la base des résultats d'un certain nombre d'études aux éléments finis.

#### Annexe 5. — Ouvrages en béton de granulats légers.

Ce texte rassemble les données relatives au béton de granulats légers, et les règles de calcul complémentaires permettant l'application du règlement aux ouvrages en béton léger précontraint.

#### Annexe 6. — Les traitements thermiques des bétons.

La Commission a jugé nécessaire de combler une lacune de la réglementation antérieure, en introduisant dans le BPEL des prescriptions spécifiques concernant les conséquences de l'application de traitements thermiques aux bétons. En effet, ce procédé, particulièrement en faveur des entrepreneurs et des préfabricants, car il permet de conférer aux bétons des performances mécaniques élevées à court terme, peut se traduire, à plus long terme, par une diminution de la qualité des bétons ainsi traités.

De plus, dans le cas de la précontrainte par pré-tension, il entraîne une accélération des pertes par relaxation qui, s'ajoutant à la perte d'origine thermique, provoque une chute sensible de la tension des armatures avant leur relâchement, et donc avant la mise en compression du béton.

#### Annexe 7. — Précontrainte extérieure au béton.

Cette annexe a pour objet de fixer les règles de calcul particulières aux ouvrages à précontrainte extérieure, à savoir la limitation de la tension à l'ancrage des câbles et les modalités du calcul à rupture.

#### Annexe 8. — Règles transitoires relatives à la définition des valeurs représentatives des actions et des combinaisons d'actions dans les cas courants.

Cette annexe définit, dans l'attente de la publication de règlements ou normes de charges établis en cohérence avec les principes des Directives Communes de 1979, notamment le Fascicule 61 du CCTG titre III, section II — Charges climatiques, et titre II — Charges routières :

- les valeurs représentatives des actions permanentes, des charges d'exploitation et des charges climatiques, ainsi que les actions accidentelles sur les appuis des ponts,
- les combinaisons d'actions pour la vérification des états-limites ultimes de résistance et des états-limites de service dans le domaine des ponts-routes et des bâtiments.

### ANNEXES AUX COMMENTAIRES

#### Annexe 9. — Effets du second ordre dus aux efforts de précontrainte.

Cette annexe explicite les modalités d'application des dispositions énoncées par l'article 6.4.

Elle justifie en particulier le bien fondé — et préconise en outre les règles — de l'extension aux structures précontraintes du domaine d'application des tables numériques,

abaques et méthodes simplifiées couramment utilisés pour assurer la justification à l'égard du flambement des structures en béton armé (cf. Annexe F 7 au BAEL).

#### Annexe 10. — Fatigue des structures en béton.

L'objet de cette annexe est de donner au projeteur :

- une information minimale qualitative sur la nature et les manifestations des phénomènes de fatigue,
- la terminologie utilisée,
- des valeurs numériques caractérisant le comportement à la fatigue des armatures,
- un processus opérationnel de calcul.

#### Annexe 11 A. — Complément aux commentaires du chapitre 9 (Dalles).

Cette annexe constitue un complément aux commentaires des articles 9.3, 9.4,2. et 9.5.

Elle a pour objet :

- la représentation des directions mécaniques principales de quelques configurations de dalles courantes,
- l'étude du dimensionnement des armatures passives horizontales destinées à assurer l'équilibre mécanique des sections.

#### Annexe 11 B. — Hourdis, dalles en console, planchers-dalles et planchers-champignons.

Ce texte fournit des règles simplifiées de calcul et de justification des hourdis, dalles en console, planchers-dalles et planchers-champignons de forme rectangulaire ou voisine et précontrainte au moins dans une direction.

#### Annexe 12. — Notations.

Les notations ont été modifiées afin de respecter la norme NF P 06-005 qui résulte d'un accord international auquel la France a souscrit.

### 4. — TESTS

En fin d'élaboration du règlement BPEL, de nombreux tests ont été systématiquement effectués pour juger des dispositions envisagées en les comparant aux stipulations et réalisations antérieures.

Les études réalisées à cette fin ont donc consisté :

- d'une part en tests généraux portant sur les cas-types suivants :
  - ponts construits par encorbellements successifs,
  - viaduc à travée indépendante à poutres précontraintes par post-tension,

- tablier en dalle continue de béton précontraint,
  - tablier en dalle continue nervurée précontrainte,
  - poutres précontraintes par fils adhérents,
  - poutre de toiture en I,
  - panne de toiture,
  - plancher industriel,
- d'autre part en tests ponctuels des novations introduites par les nouvelles règles BPEL :
- effort tranchant :
    - cisaillement du béton : domaines de sécurité et de résistance,
    - comparaison des stipulations du BPEL avec des résultats expérimentaux dans le cas de rupture (à l'effort tranchant ou à la torsion) par écrasement du béton des bielles,
    - dimensionnement des étriers en fonction de l'épaisseur des âmes,
  - zones d'introduction de la précontrainte,
  - lois de fluage.

Ces tests, confiés aux services de l'administration ainsi qu'à des bureaux d'études privés hautement qualifiés, ont été menés dans un grand souci d'objectivité et d'exhaustivité durant la dernière année d'élaboration du nouveau règlement, afin d'en assurer la mise au point définitive.

Dans l'ensemble, les tests ont été grandement satisfaisants. Les observations les plus significatives issues de la confrontation des résultats des études menées respectivement selon le BPEL et selon la réglementation antérieure concernent les éléments suivants :

- efforts de précontrainte,
- flexion longitudinale,
- torsion, effort tranchant,
- zones d'application de forces concentrées,
- lois de fluage.

### 1. — EFFORTS DE PRÉCONTRAINTÉ.

D'une façon générale, la valeur de la précontrainte probable  $P_m$  à considérer selon le BPEL est très proche de la valeur de la précontrainte de calcul  $P$  qui était à prendre en compte suivant l'IP 1.

Selon les tests,  $P_m$  est soit légèrement inférieure, soit légèrement supérieure à  $P$  mais, en tout état de cause, l'écart entre ces deux valeurs ne dépasse pas 3 %.

Il convient cependant de préciser que la validité de cette affirmation suppose que les calculs réalisés selon ces différents règlements sont fondés sur des hypothèses identiques, à savoir :

- même précontrainte à l'origine,
- mêmes coefficients de frottement des armatures.



Ainsi, le BPEL abaissant en règle générale la tension initiale à  $0,80 f_{prg}$  au lieu de  $0,85 f_{prg}$  selon l'IP 1 modifiée 1974, il subsiste une majoration de quelques % de la quantité d'aciers de précontrainte.

D'autre part, dans l'ensemble des tests réalisés, les valeurs des précontraintes maximale  $P_1$  et minimale  $P_2$ , définies dans le BPEL, délimitent autour de la précontrainte probable  $P_m$  une fourchette comprise entre  $\pm 7\%$  et  $\pm 15\%$ , tout à fait comparable à celle de l'IP 2.

## 2. FLEXION LONGITUDINALE

Les remarques faites sont issues des résultats d'une vérification avec le BPEL d'ouvrages dimensionnés d'après les règlements antérieurs, c'est-à-dire dont le coffrage et le tracé de câblage ne correspondent pas forcément aux dispositions qui auraient pu résulter d'un dimensionnement direct à partir du BPEL.

La comparaison entre règlements, qui se limite donc aux seules règles de vérification, repose en outre sur une homogénéité des bases de calcul, se traduisant comme on l'a vu par la prise en compte d'une précontrainte à l'origine et de coefficients de frottement identiques, indépendants de la réglementation appliquée.

### 2.1. — État-limite de service.

Les ouvrages considérés, dimensionnés selon l'IP 1, répondent, au regard des contraintes de traction, aux critères de la classe II définis dans le BPEL, à l'exception néanmoins d'un pont construit par encorbellement et de conception plus ancienne dont quelques sections, dans les cas les plus défavorables, subissent des tractions dépassant les limites fixées.

En effet, dans la plupart des cas envisagés, alors que l'application de l'IP 1 donne une contrainte minimale nulle ou légèrement positive, celle des règles préconisées par le BPEL avec les hypothèses — précontrainte minimale  $P_2$ , combinaison rare — conclut à la présence de contraintes de traction dans l'ouvrage.

Néanmoins, celles-ci restent en valeur absolue inférieure à  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage et  $1,5 f_{tj}$  ailleurs — valeurs limites fixées pour la classe II — ce qui assure encore une légère réserve de traction. Ainsi, dans l'un des tests effectués, un ouvrage à poutre-caisson dimensionné d'après les règles antérieures, pour lequel l'IP 1 conduit à une contrainte minimale nulle, dispose, selon le BPEL, d'une réserve de traction évaluée à  $1,5 \text{ MPa}$  dont il résulterait une possibilité de réduire la force de précontrainte.

De plus, les contraintes maximales obtenues dans ces mêmes ouvrages selon le BPEL restent, dans l'ensemble des cas considérés, très largement inférieures aux valeurs limites des compressions; pour un même béton, le BPEL, à l'état-limite de service, tolère des contraintes maximales (jusqu'à  $0,6 f_{cj}$ ) supérieures aux compressions qu'admet l'IP 1 (jusqu'à  $0,42 \sigma_{28}$ ).

Cette augmentation de la contrainte de compression admissible permet de réaliser, pour les poutres-caissons, une économie sur l'épaisseur de la membrure inférieure pouvant atteindre 20 % dans les zones les plus sollicitées.

Enfin, en ce qui concerne le ferrailage passif complémentaire, si aucun lien ne peut être établi entre l'IP 1 et le BPEL pour des raisons évidentes, des tests ont néanmoins été effectués pour la classe II. De l'application des seules règles de ferrailage de peau et de ferrailage de zones tendues, identiques à celles de l'IP 2, il résulte la nécessité de disposer des quantités pouvant être importantes mais en fait comparables aux valeurs déjà pratiquées actuellement à la suite des désordres qui s'étaient produits par insuffisance de ce ferrailage passif.

### 2.2. — État-limite ultime.

Pour les ouvrages considérés dimensionnés en E.L.S., on a constaté que la sécurité en E.L.U. était en général assurée, mais avec une marge parfois assez faible.

On a même trouvé un exemple de poutre caisson pour laquelle la sécurité en E.L.U. d'une section dimensionnée en E.L.S. n'était pas assurée. Ceci s'explique par la modicité de la contrainte ultime admise, qui est fixée à  $\frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$  (avec  $\gamma_b = 1,5$  en général), sévérité qui a fait l'objet de maintes observations durant les travaux de la Commission.

Néanmoins, pour pallier cette difficulté, il aurait suffi, même dans ce cas, d'effectuer des modifications mineures sur le dimensionnement de la section pour rendre le projet conforme au B.P.E.L.

## 3. TORSION, EFFORT TRANCHANT

### 3.1. — Torsion.

Des tests ponctuels ont prouvé qu'il était préférable, vis-à-vis de la résistance à la torsion, de tenir compte du contour déterminé par les cadres transversaux plutôt que par le coffrage, dans le cas des pièces de faibles dimensions.

### 3.2. — Effort tranchant.

— Épaisseur des âmes.

À l'état-limite de service, le BPEL tolère des contraintes de cisaillement nettement plus élevées que l'IP 2. Cela pourrait permettre une réduction de l'épaisseur des âmes atteignant 20 % dans certains cas. Mais un amincissement excessif des âmes, par la seule considération des ELS, conduirait à un « surferrailage » pour les vérifications aux ELU.

— Étriers actifs.

Dans l'une des études effectuées, alors que l'IP 1 préconise de la précontrainte transversale dès que le cisaillement atteint  $2,2 \text{ MPa}$ , le BPEL n'impose la mise en place d'étriers actifs que si le cisaillement est compris entre  $2,7$  et  $3,6 \text{ MPa}$  — cette borne supérieure étant déterminée par les conditions à l'ELU.

Le BPEL limite donc plus strictement que l'IP 1 le domaine d'intérêt d'emploi de la précontrainte transversale.

Il faut noter que celle-ci a bien souvent procuré une sécurité illusoire. Car il est difficile de s'assurer de la force réelle de précontrainte dans le cas des barres courtes constituant généralement les étriers actifs.

— Ferrailage passif.

Ces tests, au cours de l'élaboration du BPEL, ont mis en évidence la nécessité de modifier certaines des dispositions initialement envisagées sur la quantité d'armatures passives à mettre en place dans les âmes.

Finalement, avec les épaisseurs d'âme habituelles, en règle générale la section d'étriers passifs déterminée par le BPEL est un peu plus importante que la section requise d'après les règlements antérieurs. Mais, lorsque la règle relative au pourcentage minimal d'étriers est prépondérante, le BPEL exige une section d'armatures plus faible que l'IP 2.

#### 4. ZONES D'APPLICATION DE FORCES CONCENTRÉES

##### 4.1. — Zones d'introduction de la précontrainte.

Dans le cas de la post-tension, des tests numériques ont permis d'affiner des méthodes simples de détermination de la quantité et de la localisation du ferrailage passif à mettre en place dans les zones de diffusion de précontrainte correspondant à des ancrages de câbles en section d'about ou en partie courante. Les règles de détail ainsi obtenues, à utiliser à défaut de méthodes plus élaborées, font l'objet de l'annexe 4.

##### 4.2. — Justification des bielles d'about.

Les règles initialement retenues pour la justification des bielles d'about conduisaient, dans l'ensemble des tests réalisés, à des anomalies. En particulier, dans une étude sur un viaduc à travées indépendantes, à poutres précontraintes par post-tension, il était nécessaire de rallonger inutilement l'about des poutres considérées pour respecter la contrainte limite de compression imposée dans la bielle. La méthode était sans fondement réel, et la vérification apparaissait comme purement conventionnelle. C'est pourquoi le Groupe de Travail a décidé de supprimer le calcul de la compression dans les bielles d'about qui ne repose sur aucune réalité physique, s'accordant pour admettre que la vérification à l'effort tranchant est suffisante sous la seule réserve que les appuis soient correctement dimensionnés.

#### 5. LOIS DE FLUAGE

Les lois de fluage de l'IP 2 et du BPEL diffèrent entre elles sur les deux points suivants :

- les bétons chargés jeunes sont reconnus moins sensibles au fluage, dans le cas du BPEL,
- les effets du fluage consécutif à un chargement sont plus étalés dans le temps, dans le cas du BPEL.

On a vu d'autre part que la prise en compte du retour de fluage ne pouvait encore faire l'objet que d'une première approche. Le sujet reste ouvert.

#### 5. — CONCLUSIONS

En résumé, il apparaît que l'application des règles de calcul et des dispositions constructives finalement mises au point permet d'obtenir le niveau de sécurité auquel visaient les règles antérieures, mais dont l'expérience avait montré que, dans bien des cas, il n'était pas atteint. Les nouvelles règles n'entraînent pas pour autant de profondes modifications dans le dimensionnement des structures tel qu'il est actuellement pratiqué par les bons constructeurs.

Cette prudence était voulue par le Groupe de Travail. En tout état de cause elle permet de mieux assurer les extrapolations nouvelles.

Dans l'immédiat des économies de matière peuvent être attendues de progrès dans les performances du matériau béton. Ultérieurement, lorsque les bureaux d'études se seront familiarisés avec les nouvelles règles de conception et de calcul, et que les principes du contrôle de qualité seront passés dans l'usage, de nouvelles économies de matière seront possibles à attendre, ne serait-ce que par la révision des coefficients gamma.

#### 6. — COMPOSITION DU GROUPE DE TRAVAIL BPEL

Président :

M. MOGARAY, *Ingénieur Général des Ponts et Chaussées au Conseil Général des Ponts et Chaussées.*

Membres :

MM. BOIS, *Ingénieur des Ponts et Chaussées au L.C.P.C.*  
CAZEUNEUVE, *Ingénieur en Chef à la SOCOTEC.*  
CHAUSSIN, *Ingénieur des Ponts et Chaussées au S.E.T.R.A., Rapporteur.*  
DARPAS, *Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées au S.E.T.R.A.*  
FAUCHART, *Ingénieur consultant à la SETEC.*  
GERBULT, *Attaché à la Direction de la SADE.*  
GRELU, *Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées au S.E.T.R.A.*  
MATHEZ, *Ingénieur au C.S.T.B.*  
MATHIEU, *Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, Membre de la mission d'inspection générale des ouvrages d'art.*  
MATHIVAT, *Ingénieur-Conseil, Conseiller technique au SNBATI, Rapporteur.*  
MEROT, *Directeur Scientifique à la S.E.E.E.*  
PLISKIN, *Directeur Technique de Sainrapt et Brice.*  
XERCAVINS, *Directeur Technique de Freyssinet International, représentant le Syndicat des Procédés Industrialisés de Précontrainte.*

Secrétaires :

M. MILLERIOUX, *Ingénieur des Travaux Publics de l'État au S.E.T.R.A.*  
Mlle MAHUT, *Ingénieur des Travaux Publics de l'État au S.E.T.R.A.*

Les brochures de la série « Marchés Publics » établies par la Commission Centrale des Marchés, notamment les documents techniques des groupes permanents d'étude des marchés (G.P.E.M.) (1) sont en vente à la :

DIRECTION DES JOURNAUX OFFICIELS  
26, rue Desaix, 75727, PARIS CEDEX 15

(1) Sauf cas exceptionnels où ces brochures sont publiées par l'Imprimerie Nationale, la Documentation Française ou un éditeur privé.

Le « Répertoire de documents et adresses utiles aux acheteurs et fournisseurs publics » est un document capital pour toute personne concernée par les achats publics.

Ce texte établi par le Secrétariat Général de la Commission Centrale des Marchés répertorie, entre autres, les documents techniques établis par les groupes permanents d'étude des marchés (G.P.E.M.).

Il est remis à jour chaque année dans le numéro d'octobre de Marchés Publics, la Revue de l'Achat Public en vente à la Documentation française (D.F.).

On trouve dans le Répertoire évoqué ci-dessus :

- la liste des fascicules du CCTG-Travaux et des fascicules complémentaires (anciens C.P.C. etc.)
- les coordonnées du président et du secrétaire du GPEM/Travaux (GPEM/T)

Une synthèse détaillée des travaux techniques de la Commission Centrale des Marchés (effectués principalement par les dix G.P.E.M., et par le G.C.C.Q.) fait l'objet du document « Marchés publics de fournitures et services courants — Guide technique et documentaire par A. JONDET » (Mod. n° 10076 - Juin 1981) — Prix : 150 F — aux éditions Berger-Levrault, Département des fournitures de gestion, 18, rue des Glacis, 54000 Nancy.