

0<sup>a</sup>/h

**BULLETIN OFFICIEL**

DU

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

TRAVAUX PUBLICS  
TRANSPORTS TERRESTRES  
BASES AERIENNES  
URBANISME



**FASCICULE SPECIAL N° 65-15 bis**

**CIRCULAIRE N° 44 DU 12 AOUT 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.

Texte n° 400.

ABONNEMENTS ET VENTE : 26, rue Desaix, Paris (15°).

**CADRE DE CLASSEMENT**

Le cadre situé en haut et à droite de chaque texte  
comporte trois cases :

|                     |   |
|---------------------|---|
| <b>T. P. 230</b>    | = N° dans la grille de classement.                      |
| <b>J. O. 6-1-67</b> | = Date de parution au J. O. ou mention de non-parution. |
| <b>38</b>           | = N° d'ordre de publication.                            |

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS ET DES TRANSPORTS

DIRECTION DU PERSONNEL, DE LA COMPTABILITÉ  
ET DE L'ADMINISTRATION GÉNÉRALE  
SOUS-DIRECTION DE L'ADMINISTRATION GÉNÉRALE  
4<sup>e</sup> bureau.

T. P. 136

Non parue J. O.

400 (65-15 bis)

**CIRCULAIRE N° 44 DU 12 AOUT 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.

(Non parue au *Journal officiel*.)

*Annexe :*

Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendant du ministère des travaux publics et des transports.

*Textes abrogés :*

Circulaire n° 141 du 26 octobre 1953 portant envoi d'instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint.  
Dispositions de la circulaire n° 80 du 1<sup>er</sup> octobre 1963 (1) contenues dans le paragraphe I<sup>er</sup> de cette circulaire et intitulées « Perte de tension par relaxation ».

*Le ministre des travaux publics et des transports  
à Messieurs les préfets  
et à Messieurs les ingénieurs en chef des ponts et chaussées.*

Le cahier des prescriptions communes applicables aux travaux de l'administration des ponts et chaussées est appelé, dans sa forme définitive, à réserver aux ouvrages en béton précontraint :

- a) Le titre VII du fascicule n° 61, où seront indiqués les principes relatifs à la conception et au calcul ;
- b) Le fascicule n° 65 bis, où seront indiqués les principes relatifs à l'exécution.

(1) *Bulletin des textes officiels* n° 63-19, texte n° 646.

12 août 1965.

— 2 —

Dans l'attente de la mise au point de ces documents dont l'élaboration demandera quelque délai, il a paru nécessaire de remplacer les « Instructions provisoires » de 1953, visées en référence, par un texte intérimaire joint à la présente circulaire et intitulé :

« *Instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendant du ministère des travaux publics et des transports* ».

Cette instruction est accompagnée de trois annexes, à savoir :

- Annexe I. — Formules et exemples de calcul ;
- Annexe II. — Raccourcissements relatifs de retrait et de fluage ;
- Annexe III. — Recommandations pour la rédaction des cahiers des prescriptions spéciales relatifs à l'exécution des ouvrages en béton précontraint.

La circulaire n° 141 du 26 octobre 1953 et ses annexes sont abrogées, ainsi que les dispositions de la circulaire n° 80 du 1<sup>er</sup> octobre 1963 contenues dans le paragraphe I<sup>er</sup> de cette circulaire et intitulées « Perte de tension par relaxation ».

La circulaire n° 71 du 2 novembre 1962 (1), relative à la mise en concurrence des divers procédés de construction utilisant le béton précontraint, est maintenue en vigueur.

*Le ministre des travaux publics et des transports,*

*Pour le ministre et par délégation :*

*Le directeur du cabinet,  
JACQUES-HENRI BUJARD.*

(1) *Bulletin des textes officiels* n° 62-21, texte n° 563.

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS  
ET DES TRANSPORTS

---

INSTRUCTION PROVISOIRE

relative à l'emploi

**DU BETON PRECONTRAIN**

dans les ouvrages dépendant  
du Ministère des Travaux publics et des Transports.

---

PREAMBULE

**Article 1<sup>er</sup>. — Domaine d'application.**

La présente instruction s'applique aux constructions en béton précontraint dans les ouvrages dépendant du ministère des travaux publics et des transports, à l'exception des éléments préfabriqués industriellement en usine.\* Elle ne s'applique pas aux chaussées et pistes d'aérodomes.

Une construction en béton est dite en béton précontraint lorsqu'elle est soumise à l'action d'un système de forces artificiellement créées et constamment appliquées, dites forces de précontrainte, telles que lorsque cette construction est soumise à l'effet simultané de ce système de forces, des charges, des surcharges et des actions diverses qu'elle peut être appelée à supporter, son béton constitutif doit résister en tous ses points en parfait état d'intégrité, sans fracture, ni fissure.\*\*

La présente instruction peut également s'appliquer à certaines parties d'ouvrages précontraints dans une direction et armés dans une direction perpendiculaire.\*\*\*

---

Article 1<sup>er</sup>.

\* Des exemples de tels éléments sont constitués par les poteaux pour lignes électriques, les traverses de chemin de fer, les conduites préfabriquées.

\*\* La présente instruction ne vise que les constructions en béton précontraint au sens de la définition ci-contre.

Les systèmes de construction qui, combinant l'emploi de forces artificiellement créées et d'armatures ordinaires sollicitées à l'extension et dans lesquels on accepte de ce fait la rupture du béton par traction (ou du moins sa possibilité), n'entrent pas dans la définition du béton précontraint.

Les parties de ces constructions qui répondraient à cette définition pourront être justifiées suivant les prescriptions de la présente instruction.

Les règles du béton armé pourront être appliquées aux parties de ces constructions dont les conditions d'équilibre ne diffèrent pas de celles que l'on rencontre dans la construction en béton armé.

Mais pour les parties de ces constructions dont les conditions d'équilibre seraient différentes de celles du béton précontraint et de celles du béton armé, il conviendra de faire appel à l'essai et à l'expérience pour leur justification.

\*\*\* On peut appliquer les règles de calcul du béton précontraint dans le sens longitudinal à une construction identique dans le sens transversal au système fissuré, considéré par le titre VI — conception et calcul des ouvrages en béton armé — du fascicule n° 61 du cahier des prescriptions communes applicables aux travaux de l'administration des ponts et chaussées (en abrégé C.P.C.), en raison du fait que les fissures dues au fonctionnement en béton armé dans le sens transversal sont compatibles avec le fonctionnement en béton précontraint dans le sens longitudinal.

Un exemple d'application est constitué par l'association d'un hourdis en béton armé avec des nervures précontraintes.

Mais cette extension ne doit être faite qu'avec prudence et ne pas être considérée comme autorisant la formation de fissures parallèles à l'axe des poutres dans les talons ou les âmes par exemple.

TITRE I<sup>er</sup>

## QUALITES DES MATERIAUX EMPLOYES

## Article 2. — Armatures de précontrainte.

Lorsque les forces de précontrainte sont réalisées par mise en tension de certaines armatures, ces armatures sont appelées armatures de précontrainte.

Ces armatures devront satisfaire aux prescriptions du C.P.C.\*

## Article 3. — Armatures ordinaires.

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures ordinaires, quel que soit leur rôle.

Ces armatures devront satisfaire aux prescriptions du C. P. C.

Les contraintes maximales des armatures ordinaires susceptibles d'être sollicitées en service à la traction, sont fixées dans les articles des présentes instructions relatifs aux sollicitations correspondantes.\*

La contrainte maximale des armatures ordinaires susceptibles d'être sollicitées à la traction pendant la construction sera limitée aux soixante-quinze centièmes de leur limite d'élasticité nominale.\*\*

La contrainte maximale des armatures ordinaires qui seraient susceptibles d'être sollicitées à la compression, sera limitée aux deux tiers de leur limite d'élasticité nominale.\*\*\*

## Article 4. — Béton pour béton précontraint.

Les caractères mécaniques du béton seront déterminés conformément aux textes en vigueur. \*

## Article 2.

\* Ces prescriptions sont celles du Titre II — Aciers pour armatures de précontrainte — du fascicule n° 4 — Aciers et autres métaux — du C.P.C.

La première section — Fils d'aciers ronds pour armatures de précontrainte non toronnées — du Titre II du fascicule n° 4 a été approuvée par arrêté du 1<sup>er</sup> septembre 1960.

Jusqu'à l'approbation des autres sections du Titre II du fascicule n° 4, les ingénieurs pourront se reporter aux indications relatives aux torons données dans les « Recommandations pour la rédaction des C.P.S. » qui constituent l'annexe III de la présente instruction.

## Article 3.

\* Le cas de sollicitation en service à la traction d'armatures ordinaires ne concerne que les armatures transversales d'âmes de poutres ainsi que les armatures de couture et de frettage.

\*\* Le cas de sollicitation à la traction d'armatures ordinaires pendant la construction ne vise que les armatures longitudinales provisoirement employées en traction.

\*\*\* La limite d'élasticité de ces armatures devra être supérieure ou égale à 36 hectobars.

Il est précisé que le dernier alinéa de l'article 3 n'est pas applicable aux armatures longitudinales, dites barres de montage. Seront considérées comme barres de montage les armatures dont la section totale serait inférieure au 1/500 de l'aire de la section précontrainte et dont l'enrobage serait au moins égal à :

- deux fois et demi leur diamètre dans les zones où la contrainte maximale de compression est obtenue à vide,
- deux fois leur diamètre dans les zones où cette contrainte est obtenue sous l'action des surcharges.

## Article 4.

\* Se reporter à l'article 6 — Béton — paragraphes 1, 2, 3, 6 et 7 du titre VI du fascicule n° 61.

Il est rappelé que ce texte caractérise le béton par sa contrainte de rupture par compression simple ou résistance à la compression, désignée par résistance. Elle est mesurée à l'âge de 28 jours par compression axiale de cylindres droits de révolution, les dimensions des cylindres et le mode opératoire étant définis.

La résistance nominale, désignée par le symbole  $\sigma_{28}$ , d'un béton dont on possède des mesures de résistance en nombre suffisant, est définie comme la moyenne arithmétique de ces mesures, diminuée des huit dixièmes de leur écart quadratique moyen.

## TITRE II

PREPARATION DES PROJETS  
DONNEES, PRINCIPES ET CONDUITE DU CALCUL \*

## Article 5. — Charges et surcharges.

## 1. Charge permanente.

On introduira dans les calculs la charge permanente effective et il en sera justifié. Pour le calcul des avant-projets, la masse volumique du béton précontraint sera évaluée à 2.500 kg/m<sup>3</sup>, sauf justification contraire. \*

## 2. Surcharges.

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

## Article 6. — Principes des justifications de stabilité des ouvrages.

1. Les justifications de stabilité des ouvrages pourront être fournies soit par référence directe à des essais, soit par le calcul appuyé sur des données expérimentales de base. \*

## 2. Référence directe aux essais.

Dans certains cas particuliers, les expériences directes sur un nombre suffisant d'unités d'une série d'éléments identiques, expériences conduites dans le domaine élastique puis poussées jusqu'à rupture, pourront valoir justifications de stabilité des éléments de la série. \*

Pour l'étude des projets, il sera loisible de définir les bétons uniquement par leur résistance à la compression. La résistance nominale à la traction à 28 jours, désignée par le symbole  $\sigma_m$ , pourra alors, pour les bétons de qualité ou exceptionnels, être prise égale à :

$$\sigma'_m = 7 + \frac{6}{100} \sigma_m$$

$\sigma'_m$  et  $\sigma_m$  étant exprimés en bars.

\* Des formules et exemples de calcul pour l'application des prescriptions du titre II sont donnés dans l'annexe I de la présente instruction.

#### Article 5.

1. \* A la charge permanente calculée, sera ajouté un appoint pris en compte en même temps que les surcharges et uniquement dans le cas où cette prise en compte sera défavorable. Il tiendra compte des surcharges additionnelles pouvant intervenir par la suite, et, dans les cas courants, il sera compris entre 2 p. 100 et 5 p. 100 de la valeur moyenne de la charge permanente.

2. \* Les titres I à IV du fascicule n° 61 du C.P.C. fixent pour les ouvrages qui y sont visés, les programmes des surcharges à envisager (y compris leurs majorations éventuelles pour effets dynamiques et leurs effets annexes), les effets du vent et la surcharge éventuelle de neige.

Un pont-canal peut être cité comme exemple d'un ouvrage dont la surcharge d'eau est déterminée par les conditions d'utilisation ; un quai de port comme celui d'un ouvrage dont les surcharges d'exploitation doivent être fixées par le cahier des prescriptions spéciales (en abrégé C. P. S.).

#### Article 6.

1. \* Les données expérimentales de base sont par exemple les conditions de rupture du béton, le frottement d'un câble de type déterminé dans sa gaine.

2. \* La codification de ces essais expérimentaux ne faisant pas l'objet de la présente instruction, il appartiendra aux ingénieurs d'apprécier pour quels éléments et dans quelles conditions ces justifications pourront être admises.

Leur attention est attirée sur ce que la détermination des coefficients de sécurité en service est délicate, et devra, à défaut d'errements satisfaisants, donner lieu à étude approfondie.

### 3. Justifications de calcul. \*

Outre la justification de l'équilibre statique s'il n'est pas évidemment assuré, deux genres de justifications sont exigés pour une construction en béton précontraint.

Le premier genre est relatif à la résistance de l'ensemble en béton constituant la construction, sous les sollicitations énumérées à l'article 1<sup>er</sup>. Les justifications correspondantes comprendront celles de la résistance du béton, matériau constitutif de l'ouvrage, en tout point de la construction, conformément aux prescriptions de l'article 11, ainsi que celles, s'il y a lieu, de la sécurité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité (flambement, déversement).

Le second genre de justifications est relatif aux conditions de réalisation et aux valeurs des forces de précontrainte. Les justifications correspondantes seront produites conformément aux prescriptions de l'article 12, lorsque ces forces proviendront de la mise en tension d'armatures.

Les justifications des deux genres seront fournies pour toutes les phases distinctes de l'exécution, compte tenu de toutes les conditions réalisées et dans l'ordre de succession de ces phases. \*\*

Les justifications du premier genre seront fournies quant aux ouvrages en service pour toutes les combinaisons possibles des dispositions des surcharges, des valeurs extrêmes de la température, et de l'action du vent. \*\*\*

#### Article 7. — Principes généraux du calcul des ouvrages.

1. Les calculs de déformation et de résistance seront effectués dans l'hypothèse de l'élasticité du béton et des armatures, conformément aux principes et par les procédés de la résistance des matériaux. \*

#### 2. Sections brutes et sections nettes.

2.1. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques on prendra en compte les sections brutes, c'est-à-dire sans déduction des trous et encoches.

2.2. Pour le calcul des contraintes de toute nature dues à la charge permanente, aux forces de précontrainte et aux surcharges dans les pièces prismatiques, on déduira les vides longitudinaux et transversaux, tels que trous et encoches qui auraient été ménagés pour le passage des armatures de précontrainte ou l'ancrage de celles-ci. \*

Pour le calcul des contraintes normales de flexion dues aux surcharges, il pourra être tenu compte de la section des armatures longitudinales de précontrainte, multipliée par un coefficient d'équivalence égal au rapport du module d'élasticité de l'acier au module de déformation instantanée du béton à condition qu'il soit justifié que les armatures ne risquent pas de glisser par rapport au béton. \*\*

3. \* Ces justifications sont un des objets essentiels de la présente instruction.

\*\* Les forces de précontrainte sont le plus généralement mises en jeu avant l'achèvement des ouvrages, parfois en plusieurs stades, et elles sont variables dans le temps. Il en résulte que lors de l'exécution, les forces de précontrainte et les charges sont ou peuvent être variables, ainsi que les formes des ouvrages eux-mêmes, leurs conditions de stabilité et la résistance de leur béton constitutif.

Le choix des dimensions de certaines parties d'ouvrages peut être commandé par les sollicitations auxquelles elles sont soumises au cours des phases de construction ; les justifications correspondantes devront alors être établies au stade de l'avant-projet.

\*\*\* L'attention est attirée sur le fait que la stabilité des ouvrages en béton précontraint en service doit être justifiée d'une part lorsque l'ouvrage est à vide et d'autre part quand il est surchargé dans les conditions les plus défavorables.

#### Article 7.

1. \* Dans le calcul des systèmes hyperstatiques, on tiendra compte non seulement des déformations dues à l'influence des charges et des surcharges mais aussi des déformations des ouvrages dues à l'influence des forces de précontrainte.

2.2. \* Dans une section comportant une encoche ménagée pour l'ancrage d'un câble dans une membrure, on pourra admettre que la position du centre de gravité est la même qu'en section courante, à condition que l'écartement de deux encoches successives soit supérieur à six fois leur plus grande profondeur. L'inertie à prendre en compte dans le calcul des contraintes sera alors égale à l'inertie de la section courante, dont on déduira l'inertie de l'encoche, prise par rapport au centre de gravité de cette section.

Il sera admis de ne pas déduire pour le calcul des contraintes longitudinales, les trous correspondant au passage des armatures transversales des hourdis supérieurs ou inférieurs si le diamètre d'encombrement de leurs gaines est inférieur ou au plus égal au quart de l'épaisseur courante du hourdis et si l'écartement des armatures est supérieur à huit fois ce diamètre.

\*\* Le coefficient d'équivalence  $n$  à considérer est ainsi :

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

#### 3. Largeur des membrures des poutres fléchies en T<sub>e</sub> ou double T<sub>e</sub>.

3.1. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques de toutes natures, la largeur de hourdis qu'il y aura lieu d'admettre d'un côté d'une nervure de poutre fléchie en T<sub>e</sub> à partir du parement de cette nervure, comme faisant partie de la membrure de cette poutre, sera limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

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

3.1.2. La largeur en cause ne devra pas dépasser le dixième de la portée d'une travée. \*

3.2. Pour le calcul des contraintes de toutes natures, dues à la charge permanente, forces de précontrainte exclues, et aux surcharges, la largeur de hourdis à prendre en compte devra être déterminée comme indiqué en 3.1 ci-dessus, et, en outre, elle ne devra pas dépasser les deux tiers de la distance de la section considérée à l'about de la poutre le plus rapproché.

#### 4. Diffusion de la précontrainte. \*

Pour la détermination des sections à prendre en compte dans le calcul des contraintes développées par les forces de précontrainte dans une poutre droite comportant des armatures sensiblement parallèles à son plan moyen, on procédera ainsi qu'il suit : \*\*

On admettra que l'action d'une armature de précontrainte dans une section plane normale à l'axe de celle-ci peut se diffuser dans toutes les directions jusqu'à une distance de cet axe limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

4.1. La distance en cause ne devra pas dépasser le sixième de la longueur comprise entre les extrémités de l'armature considérée.

4.2. La distance en cause ne devra pas dépasser les deux tiers de la longueur comprise entre la section considérée et l'extrémité de l'armature la plus rapprochée.

Dans le cas d'armatures situées à l'intérieur d'une gaine injectée après mise en tension, on pourra considérer que les armatures ne risquent pas de glisser par rapport au béton, si chacun des éléments actifs qui les composent peut entrer en contact direct sur toute sa longueur avec le mortier d'injection sans interposition de couche de lubrifiant et si l'adhérence de la gaine au béton est convenable, mais le mortier injecté durci ne sera pas pris en compte dans la section.

Les armatures de précontrainte qui présenteraient une adhérence de forme (par exemple armatures toronnées) pourront être prises en compte même si elles ne sont pas totalement dégraissées avant injection, sur le vu de justifications expérimentales probantes de l'adhérence entre ces armatures et le mortier d'injection.

Les gaines métalliques cylindriques dont la continuité mécanique est totalement assurée pourront être prises en compte, à titre d'armatures ordinaires, dans le calcul des contraintes normales dues à la charge permanente, aux forces de précontrainte et aux surcharges.

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

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

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

4. \* Des armatures ordinaires peuvent être nécessaires pour assurer cette diffusion, notamment au voisinage des extrémités des armatures ; le principe de leur calcul est donné par l'article 20, paragraphe 3.

\*\* Les prescriptions du présent paragraphe s'appliquent aux armatures sensiblement parallèles au plan moyen d'une poutre droite et qui seraient courbes dans ce plan.

Elles ne s'appliquent pas aux armatures courbes non parallèles à un tel plan ; la diffusion de la précontrainte due à ces dernières devra être étudiée, par exemple, en se basant sur la théorie de l'élasticité.

#### Article 8. — Effets de la température.

Il sera tenu compte de l'influence des effets thermiques sur la valeur des réactions d'appui pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables. \*

#### Article 9. — Retrait et fluage du béton.

1. Le fluage et le retrait seront considérés dans les calculs comme deux phénomènes indépendants, dont les effets s'additionnent.

2. Pour les ouvrages qui ne seraient pas librement dilatables, il sera tenu compte de l'influence sur la valeur des réactions d'appui des effets du retrait du béton et éventuellement de son fluage. \*



## Article 8.

\* Lorsque l'influence des effets thermiques sera prise en compte en même temps que celle des surcharges, on pourra admettre en général, pour le produit  $q_0 E_b$ , sous le climat de la France continentale et pour les constructions à l'air libre, des valeurs comprises entre  $\pm 20$  bars et  $\pm 30$  bars.

Lorsque l'influence des effets thermiques sera prise en compte isolément, on l'évaluera à partir des estimations du coefficient de dilatation thermique et du module de déformation du béton considéré, ainsi que de l'amplitude des variations de température à escompter dans l'ouvrage. Pour l'étude de l'influence des variations rapides de température, on utilisera le module de déformation instantanée du béton. Pour celle des variations annuelles, on introduira un coefficient réducteur dont la valeur dépendra des caractéristiques du béton.

## Article 9.

2. \*i. Les raccourcissements relatifs de retrait  $q_0$  et de fluage  $\varepsilon_t$  dépendent de nombreux facteurs, en particulier de l'humidité relative de l'atmosphère du lieu, de la teneur en ciment du béton et de sa résistance. Des courbes donnant l'influence de ces différents facteurs sur  $q_0$  et  $\varepsilon_t$ , ainsi que l'évolution de ceux-ci dans le temps, sont données dans l'annexe II de la présente instruction. Elles devront être utilisées dans le cas de calculs complexes nécessitant une grande précision et en particulier pour la détermination des flèches des ouvrages pour lesquels importe une évaluation précise de celles-ci.

De même, dans le cas d'ouvrages exceptionnels exécutés en plusieurs phases, il sera loisible de tenir compte des différences d'âge des bétons pour la détermination de  $q_0$ .

ii. Pour la détermination des réactions hyperstatiques il sera suffisant dans les conditions courantes de se contenter de déterminations approchées de  $q_0$  et de  $\varepsilon_t$ .

a) On pourra admettre qu'en France continentale, pour des constructions non massives à l'air libre, le produit  $q_0 E_b$  a pour valeur 30 bars. Si toutefois des dispositions sont prises pour laisser une partie du retrait s'effectuer avant mise en jeu ou réglage des liaisons d'appui, on pourra admettre une valeur plus faible, sans cependant descendre au-dessous de 10 bars. Dans ce cas, on pourra admettre une valeur du module de déformation  $E_b$  du béton égale à 100.000 bars et il y aura lieu de justifier la valeur de  $q_0$  admise dans le calcul.

b) Il sera loisible de tenir compte du fluage en assimilant son effet à une diminution du module de déformation du béton. Dans ces conditions, le fluage sera souvent sans effet sur les réactions hyperstatiques. S'il n'en est pas ainsi on pourra adopter comme valeurs du module de déformation du béton :

3. Pour tous les ouvrages, il sera tenu compte de l'influence tant sur la tension des armatures de précontrainte que sur la contrainte des armatures ordinaires employées éventuellement en compression, des variations relatives de longueur du béton dues à son retrait et à son fluage. \*

sous les charges ou surcharges de courte durée d'application ou sous l'effet de modifications rapides des liaisons d'appui :

$$E_i = 21.000 \sqrt{\sigma_1}$$

et sous les charges et surcharges permanentes, les forces de précontrainte et les surcharges répétées :

$$E_v = 7.000 \sqrt{\sigma_1}$$

les modules de déformation instantanée et différée  $E_i$  et  $E_v$ , ainsi que  $\sigma_1$ , résistance du béton, étant exprimés en bars. Dans les formules ci-dessus,  $\sigma_1$  est la résistance du béton compte tenu de son âge au moment de l'application des charges considérées ; pour un âge supérieur à 28 jours, on adoptera pour  $\sigma_1$  la valeur de la résistance à 28 jours.

3. \* i. Les armatures de précontrainte intérieures au béton, les armatures ordinaires employées en compression seront supposées subir dans chaque section les raccourcissements relatifs de retrait  $\rho_0$  et de fluage  $\varepsilon_r$  du béton qui les entoure dans cette section.

Si au début des opérations de mise en tension le béton a atteint au moins les huit dixièmes de la résistance escomptée à 28 jours et si son âge moyen au cours de ces opérations est de 20 jours environ, il sera loisible de déterminer  $\rho_0$  et  $\varepsilon_r$  comme indiqué ci-dessous.

ii. On pourra admettre qu'en France continentale, pour des constructions non massives à l'air libre,  $\rho_0$  peut être évalué à :

—  $2,5 \times 10^{-4}$  dans la moitié Nord et le quart Sud-Ouest de la France,

—  $3,5 \times 10^{-4}$  dans le quart Sud-Est de la France.

iii. Il sera loisible de calculer le raccourcissement relatif de fluage  $\varepsilon_r$ , comme une déformation élastique différée en fonction de la contrainte de compression,  $\sigma_b$ , du béton au niveau de l'armature intéressée, et de la résistance de celui-ci. L'on aura ainsi :

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_b}{E_r}$$

$E_r$  étant le module de déformation sous fluage, coefficient dont la valeur exprimée en bars sera en fonction de  $\sigma_1$ , résistance du béton exprimée en bars :

$$E_r = \frac{E_i \times E_v}{E_i - E_v} = 10.500 \sqrt{\sigma_1}$$

Dans ces formules,  $\sigma_1$  a la même définition que ci-dessus, et  $\sigma_b$  sera la contrainte au niveau du centre de gravité des câbles dans la section considérée, sous l'action de la charge permanente, des forces de précontrainte après fluage, retrait et relaxation, ainsi que des surcharges appliquées en permanence ou susceptibles de se répéter fréquemment.

Par exemple, dans le cas d'un pont-route, il n'y aura pas à tenir compte dans le calcul du fluage des contraintes dues aux surcharges. En revanche, dans un pont-canal, il faudra tenir compte des contraintes dues à la surcharge permanente. Dans le cas d'une construction soumise fréquemment à des chargements ou déchargements successifs, ce qui a pour effet d'augmenter le fluage du

4.\*

#### Article 10. — Relaxation des armatures de précontrainte.

Il sera tenu compte de l'influence de la relaxation de l'acier dans la détermination de la valeur de la tension des armatures de précontrainte qui aura été escomptée en tant que constituant le minimum en service visé à l'article 12, 1<sup>er</sup> alinéa.

Les justifications à produire seront basées sur des résultats expérimentaux et tiendront compte des modalités réelles de la mise en tension des armatures. \*

béton, il faudra prendre en compte pour le calcul de celui-ci, la contrainte maximale calculée au point considéré; tel peut être le cas d'un réservoir.

Dans le cas d'un béton de 300 bars de résistance et d'armatures ayant un module d'élasticité égal à 20.000 hectobars, la diminution de tension des armatures de précontrainte due au fluage ressort ainsi à :

$$11 \sigma_1$$

4. \* Les indications des commentaires 2\* et 3\* ne doivent pas être appliquées automatiquement au béton étuvé. Les valeurs des raccourcissements relatifs de retrait et de fluage de ce matériau, prises en compte dans les calculs, devront être fixées d'après ses propriétés réelles, déterminées par une étude préalable ou par l'examen de résultats d'essais antérieurs.

#### Article 10.

\* Dans l'état actuel des connaissances expérimentales, il est prudent de prendre en compte dans les calculs, en un point déterminé d'une armature non toronnée, une valeur de la relaxation au moins égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$11 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right) \times rel_{120}$$

$$8 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right) \times rel_{1000}$$

$rel_{120}$  et  $rel_{1000}$  représentant respectivement les valeurs de la relaxation maximale de l'acier utilisé, garanties par le producteur, à 120 heures et à 1.000 heures, pour une tension initiale égale à  $0,8 R_G$ ;

$\sigma_1$  étant la tension initiale de l'armature au point considéré après déduction des pertes dues aux frottements et au raccourcissement élastique.

(Les formules ne sont applicables que pour  $\sigma_1 \geq 0,55 R_G$ ).

A défaut de justifications expérimentales probantes, on pourra admettre que la relaxation d'une armature de précontrainte toronnée est égale à celle que l'on prendrait en compte pour une armature non toronnée constituée des mêmes fils, majorée de 20 p. 100.

Les formules ci-dessus ne sont valables que sous les deux réserves suivantes :

1° L'intervalle de temps entre le début de la mise en tension et le blocage de l'armature sera au moins égal sur le chantier à celui qui se sera écoulé au laboratoire entre le début de la mise en tension et le début des mesures de relaxation;

2° Les mesures de relaxation en laboratoire auront été prolongées au-delà du temps à partir duquel la courbe de relaxation présente, en coordonnées semi-logarithmiques, une allure sensiblement rectiligne (c'est à cette condition seulement que l'on pourra évaluer approximativement la relation à escompter pendant la durée de vie de l'ouvrage).

#### Article 11. — Intégrité du béton.

1. La justification de l'intégrité du béton résidera dans la vérification de ce que ses contraintes, en tout point de l'ouvrage, admettent pour bornes les frontières d'un domaine de sécurité déduit du domaine de résistance du matériau. \*

Ce domaine de résistance pourra être défini à partir de la seule considération des résistances à la compression et à la traction. \*\*

Le calcul des contraintes devra tenir compte de toutes les influences visées aux articles 5 à 10.

2. Le domaine de sécurité sera, en règle générale, déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport 1 à 0,42, par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes. Toutefois les exceptions suivantes dont les deux premières concernent les ouvrages dans les conditions de service, et la troisième, les ouvrages pendant leur exécution, seront apportées à la règle générale.

3. *Première exception.* — Dans une pièce prismatique fléchie les fibres extrêmes devront toujours être comprimées.

Il sera toutefois loisible de ne pas tenir compte de la présente exception pour les ouvrages ou parties d'ouvrages qui seraient protégés des intempéries, et dont la stabilité n'intéresserait pas la sécurité publique, et de se référer dans ce cas à la règle générale.

4. *Deuxième exception.* — Cette exception vise la résistance à l'effort tranchant des poutres ou arcs fléchis dans leur plan moyen.

4.1. *Poutres ou arcs dont l'âme n'est pas précontrainte par des étriers tendus perpendiculairement à la fibre moyenne.*

Si ces deux conditions ne sont pas réunies, la valeur à prendre en compte devra être majorée par rapport à celle qui résulterait des formules ci-dessus, et ne sera en aucun cas inférieure à :

$$0,4 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right),$$

ce qui correspond à une valeur minimale de 10 p. 100 lorsque la tension initiale de l'armature atteint, dans la section considérée, les

8  
— de la contrainte de rupture garantie, après déduction des pertes  
10  
dues aux frottements et au raccourcissement élastique.

#### Article 11.

1. \* Cette justification ne pourra être considérée comme fournie que si le calcul produit comporte bien la prise en compte des contraintes principales extrêmes, et non pas seulement celle des contraintes principales qui seraient contenues dans un plan privilégié, et que si ce calcul est effectué en des points judicieusement choisis et en nombre suffisant pour qu'on puisse en inférer par continuité la validité de la justification pour tous les points de l'ouvrage.

\*\* Aucun choix n'est imposé aux ingénieurs sur le mode de définition du domaine de résistance du béton. Le mode de définition choisi devra seulement s'accorder d'une manière suffisante avec les résultats expérimentaux. On pourra en particulier utiliser la notion de courbe intrinsèque.

On admettra que la résistance de rupture par cisaillement simple est égale à la résistance de rupture par traction simple.

4.11. La justification de l'intégrité du béton de l'âme dans une section choisie, au niveau du centre de gravité de cette section, sera considérée comme valable pour la hauteur de l'âme entière, sous réserve de prendre en compte l'épaisseur nette de l'âme au point où elle est minimale dans la zone considérée. \*

4.12. Les poutres devront comporter des armatures d'âme transversales capables de résister à l'effort tranchant, compte tenu de l'action des bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles. \*

On admettra que ces fissures sont parallèles à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité. \*\*

La contrainte admissible de ces armatures sera égale à :

$q'_a \sigma_{ca}$   
avec  $q'_a = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)^2$ , si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage

et avec  $q'_a = \frac{2}{3}$ , dans le cas contraire. \*\*\*

En outre, l'espacement  $t$  des cours successifs des armatures transversales d'âme sera limité par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\bar{t} = h_t \left( 1,25 - 0,95 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)$$

$$\bar{t} = b_{o,min} \left( 5 - 2 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} \right)$$

$t$  ne pouvant être supérieur à  $4 b_{o,min}$ . \*\*\*\*

4.2 Poutres dont l'âme est précontrainte par des étriers tendus perpendiculairement à la fibre moyenne. \*

4.21. Les contraintes principales à prendre en compte pour la justification de l'intégrité du béton de l'âme seront celles contenues dans le plan moyen de cette âme. Cette justification sera effectuée comme prescrit en 4.11 ci-dessus.

4.11. \* La vérification prescrite a un caractère global. Dans la section choisie, le calcul fait au niveau du centre de gravité doit valoir justification pour la hauteur de l'âme entière. D'autre part, le calcul d'une section choisie doit valoir par continuité justification pour une zone également choisie de poutre. La validité de ces justifications suppose la prise en compte de la plus faible résistance que l'âme présente dans ladite zone, c'est-à-dire de son épaisseur nette minimale. Cette dernière se calcule en un point donné de l'âme en déduisant de l'épaisseur brute de cette âme la somme des diamètres d'encombrement des gaines des câbles qui passent en ce point.

Dans le cas de poutres construites en plusieurs phases au cours desquelles les sections présentent des centres de gravité différents, le calcul sera fait au niveau du centre de gravité de la section de service.

4.12. \* Ces armatures seront constituées uniquement par les aciers en barres définis par l'article 3.

\*\* En appelant  $\gamma$  l'angle que font les bielles avec la fibre moyenne de la poutre,  $\sigma_b$  la contrainte de compression et  $\tau_b$  la contrainte de cisaillement qui s'exercent sur la section droite au niveau du centre de gravité ( $\tau_b$  étant calculé en faisant intervenir l'épaisseur nette minimale de l'âme définie ci-dessus), le calcul conduit à la relation :

$$\operatorname{tg} 2 \gamma = \frac{2 \tau_b}{\sigma_b}$$

\*\*\* Dans cette formule  $\bar{\tau}_b$  indique la contrainte maximale de cisaillement admissible dans l'âme, compte tenu de la contrainte de compression  $\sigma_b$ .

Si l'on adopte la définition du domaine de résistance du béton donnée par MM. Chalos et Beteille, on a :

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_b) (\bar{\sigma}_b + \sigma_b)$$

avec

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 0,42 \sigma_{28} \\ \bar{\sigma}_b &= 0,42 \sigma'_{28} \end{aligned}$$

\*\*\*\* Dans ces formules :

—  $h_t$  désigne la hauteur totale de la section considérée ;

—  $b_{o,min}$  désigne l'épaisseur brute minimale de l'âme.

Par ailleurs, les dispositions des armatures transversales d'âme doivent également satisfaire aux prescriptions de l'article 18.

4.2. \* Les étriers tendus perpendiculairement à la fibre moyenne d'une poutre, ou étriers actifs, sont constitués par des armatures de précontrainte définies à l'article 2 ; leur tension sera calculée comme celle de toute autre armature de précontrainte.

De plus, la contrainte principale maximale devra être au plus égale à  $0,42 \sigma_{28}$ .

En outre, l'écartement de deux étriers actifs successifs ne devra pas excéder les deux tiers de la hauteur de la poutre.

4.22. On devra vérifier que l'ensemble des étriers actifs et des armatures d'âme non tendues éventuelles est capable de résister à l'effort tranchant compte tenu des bielles de béton qui seraient découpées par des fissures éventuelles. \*

On admettra que ces fissures sont parallèles à la direction de la contrainte principale de compression maximale au niveau du centre de gravité calculée en tenant compte de la compression permanente due aux étriers actifs. \*\*

On supposera ensuite, pour le calcul des armatures d'âmes non tendues, que la contrainte des étriers actifs est égale à  $T_0$  et la contrainte des armatures d'âme non tendues devra être inférieure ou égale à  $q' \sigma'_{28}$ . \*\*\*

4.3. Il n'y aura pas lieu d'effectuer la vérification de l'intégrité du béton de l'âme ni celle des contraintes des armatures transversales de celle-ci, dans les sections situées à une distance  $\frac{2}{3}$  inférieure à  $\frac{v}{3}$  d'un appui intermédiaire d'une poutre continue,  $v$  étant la distance du centre de gravité à la fibre inférieure de la section au droit de cet appui. \*

5. *Troisième exception.* — Pendant la construction des ouvrages il sera admis que le domaine de sécurité du béton soit déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport de 1 à 0,55 par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes. \*

Il sera admis, en outre, que la stabilité des poutres à la flexion puisse être assurée par l'emploi d'armatures ordinaires longitudinales sollicitées provisoirement à la traction, sous réserve que ces poutres satisfassent en service aux conditions de stabilité des poutres précontraintes et sous réserve que la contrainte de compression des armatures susvisées soit limitée en service au maximum fixé à l'article 3 pour les armatures ordinaires susceptibles d'être sollicitées à la compression. \*\*

4.22. \* Voir pour la définition des armatures d'âme non tendues, le commentaire 4.12 \*.

\*\*  $\gamma$ ,  $\sigma_b$ ,  $\tau_b$  ayant les mêmes définitions qu'au commentaire 4.12 \*\* ci-dessus et  $\sigma_{b1}$  étant la contrainte de compression de l'âme perpendiculaire à la fibre moyenne, le calcul conduit à la relation :

$$\operatorname{tg} 2 \gamma = \frac{2 \tau_b}{\sigma_b - \sigma_{b1}}.$$

\*\*\*  $T_g$  est la contrainte caractéristique de déformation garantie de l'acier dont sont constitués les étriers tendus.

$q'_a$  a la même expression qu'en 4.12 ci-dessus en fonction de  $\bar{\tau}_b$ , contrainte de cisaillement admissible, dont l'expression en fonction de  $\sigma_b$  et de  $\sigma_{b1}$  est donnée par la formule :

$$\bar{\tau}_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma_b - \sigma_{b1}) (\bar{\sigma}_b + \sigma_b + \sigma_{b1}) + \sigma_b \sigma_{b1}.$$

4.3. \* Dans la région ainsi définie, l'épaisseur de l'âme et les quantités d'armatures transversales de celle-ci ne devront pas être inférieures à leurs valeurs dans la section située à la distance

$\frac{2}{3}$  de  $l'$  de l'appui.

Il y aura lieu de vérifier la résistance du montant d'appui.

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

5. \* L'attention est attirée sur ce que dans les justifications relatives à une phase donnée de l'exécution, il conviendra de prendre en compte les valeurs effectives des forces de précontrainte et les résistances effectivement atteintes par le béton à cette phase, sans dépasser  $\sigma_{m1}$ .

L'attention est également attirée sur le risque d'instabilité mécanique de certaines poutres fléchies, à charge encore incomplète, en cas de fissuration accidentelle de la membrure tendue. Il conviendra de vérifier la résistance de leurs sections, compte non tenu du béton tendu.

La vérification de la résistance à l'effort tranchant des poutres ou arcs fléchis dans leur plan moyen sera effectuée comme prescrit en 4 ci-dessus. Le centre de gravité à considérer, qui peut être très différent du centre de gravité de la section définitive, sera celui que présente effectivement la section en cause dans la phase de construction justifiée. Les contraintes admissibles dans les armatures d'âme et les étriers tendus seront égales à celles définies en 4 ci-dessus.

\*\* Pour qu'une poutre, qui est provisoirement dans l'état d'équilibre d'une poutre en béton armé soumise à la flexion composée, puisse prendre en service l'état d'équilibre d'une poutre précontrainte, il convient tout d'abord qu'aucun obstacle extérieur (tel que béton coulé contre la poutre) ne s'oppose à la fermeture des

#### Article 12. — Mise en tension et tension de service des armatures de précontrainte.

Les justifications relatives aux conditions de réalisation et aux valeurs des forces de précontrainte comprendront celles de la résistance mécanique des armatures au moment de la mise en tension, celles des valeurs maximales des forces de précontrainte au moment de leur mise en jeu et celles des valeurs minimales permanentes de ces forces pendant la durée de service des ouvrages. \*

La détermination des valeurs maximales des forces de précontrainte au moment de leur mise en jeu devra tenir compte de toutes les causes de variation des tensions dans les armatures et être appuyée sur des constatations expérimentales probantes. \*\*

Les justifications des tensions de service susceptibles de se maintenir en permanence dans les armatures de précontrainte devront être basées sur les résultats de la détermination précédente et tenir compte des influences visées aux articles 9 et 10.

Les justifications qui précèdent seront fournies pour les armatures placées dans les conditions les plus défavorables. \*\*\*

fissures éventuelles ou à la résorption de l'étréage du béton tendu, et ensuite, que la largeur des fissures de traction éventuelles soit limitée. A cet égard il y aura lieu de prendre les dispositions nécessaires pour que l'ordre de grandeur de l'ouverture des fissures éventuelles soit borné au 1/200 du diamètre des armatures ordinaires utilisées en traction.

En ce qui concerne ces dernières armatures, il sera loisible de ne pas tenir compte de leur présence dans le calcul des sections en service si elles peuvent être considérées comme des barres de montage, dans les conditions définies au commentaire \* \* \* de l'article 3. Dans le cas contraire, il y aura lieu de les prendre en compte dans ce calcul en tant qu'armatures ordinaires employées en compression.

De plus, les armatures ordinaires utilisées provisoirement en traction ne comporteront aucune pliure de faible rayon (crochets, retours d'équerre par exemple).

#### Article 12.

\* La tension de service des armatures de précontrainte se détermine à partir de la tension initiale effective, en tenant compte de toutes les causes de diminution : relaxation de l'acier, raccourcissements, élastique de retrait et de fluage du béton. Il en résulte que la tension maximale en service n'est pas réglementairement limitée.

\*\* 1. Au cours de la mise en tension, la contrainte dans une armature, à la sortie des organes d'ancrage, est limitée par les deux considérations suivantes : d'une part, éviter la rupture de l'armature et, d'autre part, pouvoir calculer les allongements de manière suffisamment précise. En pratique, cette double limitation conduira à ne pas dépasser la contrainte caractéristique de déformation garantie ( $T_G$ ) des fils dont est constituée l'armature, sauf dispositions particulières telles qu'écroutissage *in situ*.

2. Dans le cas d'armatures tendues par traction en prenant appui sur le béton durci et glissant dans des gaines noyées dans ce béton, il y aura lieu de tenir compte du frottement dans les courbes, des déviations parasites dans les parties droites et dans les courbes, et du raccourcissement de la construction sous l'action des armatures mises en tension après l'armature étudiée.

#### 3. Frottement et déviations parasites.

3.1. Pour les armatures composées de fils ronds parallèles, en l'absence de justifications expérimentales probantes, on pourra admettre les valeurs suivantes des coefficients de frottement dans les courbes et des coefficients de perte par déviation parasite.

Le coefficient de frottement dans les courbes,  $f$ , peut varier de 0,3 à 0,1, suivant les états de surface de la gaine et du fil et la présence éventuelle d'un lubrifiant du fil. Une valeur de 0,23 peut être prise en compte pour le calcul des avant-projets dans le cas de câbles secs et de 0,20 dans le cas de câbles huilés.

Le coefficient de perte par déviation parasite, ou perte relative de tension par unité de longueur,  $\phi$ , peut varier de 0,005 à 0,002 par mètre, suivant la rigidité des gaines et le soin pris pour le réglage des câbles. La valeur de 0,003 pourra être prise en compte pour le calcul des avant-projets.

#### Article 13. — Instabilité de forme.

Les pièces susceptibles d'être instables par flambement, voilement ou déversement donneront lieu à justifications spéciales.

Pour les pièces susceptibles de flamber par compression simple, les forces tendant à provoquer le flambement seront au plus égales au tiers de la force critique de flambement. \*

Pour les pièces prismatiques précontraintes par la mise en tension d'armatures dans lesquelles la position relative de la pièce et des armatures ne serait pas fixée dans chaque section par des liaisons continues ou suffisamment rapprochées, on tiendra compte, dans le calcul des contraintes, des déplacements relatifs de la pièce et des armatures de précontrainte.

Dans une armature droite, si  $T_0$  est la tension à l'origine, la tension  $T$  à une distance  $l_d$  de celle-ci sera ainsi égale à :

$$T = T_0 e^{-\varphi l_d}$$

formule où  $l_d$  est exprimé en mètres.

Dans une armature en courbe présentant une concavité de sens constant, si  $T_0$  est la tension à l'origine, la tension  $T$  à une distance  $l_c$  de celle-ci et après une déviation angulaire d'angle  $\alpha$ , sera ainsi égale à :

$$T = T_0 e^{-f \alpha \cdot \varphi l_c}$$

formule où  $\alpha$  est exprimé en radians et  $l_c$  en mètres.

3.2. Quel que soit le type d'une armature de précontrainte, il ne sera possible d'admettre des valeurs plus faibles que celles indiquées ci-dessus pour les avant-projets qu'après justifications essentiellement basées sur l'examen de résultats d'essais ou de mesures de pertes sur chantiers antérieurs.

4. Il pourra être tenu compte du raccourcissement de la construction sous l'action des armatures de précontrainte mises en tension après l'armature étudiée en calculant un effet moyen. La perte moyenne de tension dans une armature en un point est alors égale à :

$$\frac{1}{2} \times \frac{\sigma_b}{E_1} \times E_2$$

$\sigma_b$  et  $E_1$  étant définis à l'article 9, aux commentaires 2 \*, ii, et 3 \*, iii.

\*\*\* Il sera loisible de diviser les armatures en plusieurs groupes pour lesquels seront admises des tensions de service différentes. Les justifications seront fournies dans ce cas pour chaque groupe.

#### Article 13.

\* Il est rappelé que les forces de précontrainte développées par des armatures disposées de manière à être entraînées par la pièce dans les déformations qui constituent le flambement, n'interviennent pas dans le phénomène de flambement.

Pour les ouvrages en service, l'attention est attirée sur ce que les phénomènes d'instabilité peuvent exiger deux justifications distinctes, si l'on admet d'assimiler l'effet du fluage à une diminution du module de déformation du béton (cf. article 9, paragraphe 2 — commentaire ii, b). Une justification sera fournie en ce cas en prenant exclusivement en compte les efforts permanents (charges permanentes et surcharges longuement appliquées) ou lentement variables (température, retrait dans leur combinaison la plus défavorable) et en adoptant la valeur  $E_1$  du module de déformation du béton. Si des efforts rapidement variables (surcharges de courte durée d'application, vent) peuvent intervenir, une seconde justification sera fournie en prenant en compte la totalité des efforts de toute nature dans leur combinaison la plus défavorable, et en adoptant pour le module de déformation du béton une valeur convenable intermédiaire entre  $E_1$  et  $E_2$ , par exemple :

$$\frac{GE_2 + QE_1}{G + Q}$$

où  $G$  est l'effort normal dû à la charge permanente et  $Q$  celui dû aux surcharges.

#### Article 14. — Sécurité vis-à-vis de la rupture.

1. Des justifications spéciales relatives à la stabilité statique, à la stabilité de forme et à la résistance mécanique des ouvrages seront fournies dans l'hypothèse où seraient multipliées par 1,8 les valeurs des surcharges (dont on considérera toutes les combinaisons possibles) et de l'action du vent. \*

Ces justifications concernent uniquement les ouvrages dans l'état d'achèvement qui correspond aux conditions de service. Les calculs seront conduits conformément aux prescriptions de l'article 7, 1°, et en prenant en compte la valeur finale des forces de précontrainte.

2. Il est précisé à l'égard de la stabilité de forme, que pour les pièces exposées au flambement par compression simple, les forces tendant à provoquer le flambement seront au plus égales à la moitié de la force critique de flambement. \*

3. La justification de la sécurité vis-à-vis de la rupture résidera dans la vérification de ce que les contraintes du béton, en tout point de l'ouvrage, admettent pour bornes les frontières d'un domaine de sécurité déduit du domaine de résistance par une réduction homothétique dans le rapport de 1 à 0,80, par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes.

Toutefois, les trois exceptions suivantes seront apportées à cette règle générale :

3.1. *Première exception.* — Cette exception vise la résistance mécanique d'une poutre fléchie vis-à-vis du moment fléchissant.

Il devra être justifié dans ce cas que les efforts totaux appliqués sont inférieurs, avec une marge de sécurité convenable, aux efforts de rupture. Ces justifications s'appuieront sur des résultats expérimentaux. \*



Pour la vérification des ouvrages au cours des différentes phases de construction et de manutention, il faudra tenir compte, pour la détermination du module d'élasticité du béton, des circonstances effectives, et en particulier de la durée d'application des charges. Le phénomène d'instabilité le plus couramment rencontré est celui du déversement des poutres préfabriquées, précédant leur mise en place définitive et leur solidarisation avec le reste de la construction.

## Article 14.

1. \* Les vérifications visées aux articles 11 à 13 ne conduisent pas nécessairement à une sécurité suffisante à l'égard d'un dépassement imprévu des surcharges de calcul ; d'où la nécessité des justifications demandées au présent article.

Dans le calcul des efforts sous surcharges multipliées par 1,8, on conservera les valeurs des coefficients de majoration dynamique prises en compte dans le calcul des efforts développés par les surcharges normales.

On considérera donc les sollicitations suivantes :

$$(G) + 1,8 [(Q) + (V)] \\ \text{et } (G) + 1,8 (W) ;$$

(G) étant la sollicitation développée par la charge permanente,

(Q) la sollicitation développée par les surcharges,

(V) la sollicitation développée par l'action du vent compatible avec l'application des surcharges,

(W) la sollicitation développée par l'action du vent admise en l'absence des surcharges.

Dans le cas où certains efforts dus aux surcharges seraient susceptibles de changer de signe, il y aurait lieu d'effectuer deux vérifications de la sécurité vis-à-vis de la rupture en prenant en compte successivement les valeurs extrêmes de signes contraires de ces efforts majorées comme prescrit.

2. \* On admettra en général que les surcharges majorées ne seront appliquées que pendant une courte durée. Le module de déformation à prendre en compte pour le calcul de la force critique de flambement sera donc le module de déformation instantanée.

Toutefois, si les surcharges doivent être appliquées pendant une longue durée, le module de déformation à prendre en compte pour le calcul de la force critique de flambement sera le module de déformation différée, E<sub>d</sub>.

3.1 \* Par exemple, dans le cas de la section précontrainte d'une poutre soumise à la flexion simple, les résultats expérimentaux connus s'interprètent d'une façon suffisamment approchée en admettant que le moment de rupture est égal à la plus petite de deux quantités que l'on peut appeler ses moments résistants de rupture : le moment résistant de rupture des armatures de précontrainte,  $M_{RA}$ , d'une part, et le moment résistant de rupture du béton,  $M_{RB}$ , d'autre part.

3.2. *Deuxième exception.* — Cette exception vise la résistance d'une poutre fléchie vis-à-vis de l'effort tranchant. \*

Si  $M_G$  et  $1,8 M_Q$  désignent respectivement les moments fléchissants développés par les charges permanentes et les surcharges, y compris l'action du vent, multipliées par 1,8, la marge de sécurité à rupture exigée pourra être jugée convenable, si sont satisfaites les inégalités suivantes :

$$M_G + 1,8 M_Q \leq \begin{cases} 0,9 M_{RA} & \text{si l'on a } M_r < M_{RA} \\ 0,8 M_{RA} & \text{si l'on a } M_r \geq M_{RA}, \end{cases}$$

$M_r$  désignant le moment de fissuration de la section considérée ;

$$\text{et } M_G + 1,8 M_Q \leq 0,7 M_{RB}.$$

Le moment résistant de rupture des armatures de précontrainte s'évalue, sous réserve que ces dernières satisfassent aux conditions d'adhérence au béton définies à l'article 7, paragraphe 2.2, commentaire \* \*, et avec une approximation convenable, par la formule :

$$M_{RA} = 0,9 h \omega R_G,$$

où  $h$  désigne la distance de la face comprimée de la pièce au centre de gravité des armatures de précontrainte intéressées à la traction dans le phénomène de rupture,  $\omega$  la section de ces dernières et  $R_G$  leur contrainte de rupture garantie.

Le moment de fissuration  $M_r$  est celui sous l'action duquel la contrainte de la fibre extrême tendue atteindrait la valeur  $2\sigma_{ra}$ , en supposant une distribution plane des contraintes dans la section.

Le cas le plus général est celui où l'on a  $M_r < M_{RA}$  ; c'est notamment celui des poutres des ponts. La condition  $M_r \geq M_{RA}$  peut se rencontrer dans des poutres très faiblement sollicitées et dans lesquelles la quantité d'armatures de précontrainte est très faible ; tel peut être le cas de certaines poutrelles de plancher de bâtiment.

On pourra admettre, si une évaluation plus précise ne paraît pas utile, que le moment résistant de rupture du béton d'une section rectangulaire est égal à :

$$M_{RB} = 0,35 b_0 h^2 \sigma_{28}$$

$b_0$  désignant la largeur de la section et  $\sigma_{28}$  la résistance du béton ; que le moment résistant de rupture du béton d'une section en T est la somme du moment résistant de son âme (de largeur  $b_0$ ) qui peut s'évaluer par la formule précédente et du moment résistant de rupture de son hourdis de compression, dont l'expression peut être prise égale à la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$M_{RB} = 0,80 (b - b_0) h_0 \left( h - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{28}$$

$$M_{RB} = 0,35 (b - b_0) h^2 \sigma_{28}$$

$b$  désignant la largeur totale du hourdis et  $h_0$  son épaisseur.

3.2 \* La résistance d'une poutre fléchie vis-à-vis de l'effort tranchant doit être suffisante pour que la rupture se produise uniquement sous l'action du moment fléchissant.

Il semble qu'on puisse conclure des essais existants que si l'âme d'une poutre est suffisamment robuste pour ne pas se rompre sous

3.21. La vérification de la sécurité vis-à-vis de la rupture sera faite au niveau du centre de gravité à condition de prendre en compte l'épaisseur nette minimale de l'âme définie à l'article 11 des présentes instructions.

On suppose que l'âme est fissurée et résiste alors à l'effort tranchant par un treillis constitué par des bielles de béton comprimées et les armatures d'âme tendues.

### 3.22 Calcul de l'inclinaison des bielles.

On admettra que les bielles de béton sont parallèles à la direction de la contrainte principale extrême de compression au niveau du centre de gravité dans le cas de surcharges multipliées par :

- le coefficient 1,8, si dans ce cas les contraintes sont à l'intérieur du domaine de résistance du béton ; \*
- un coefficient tel que les contraintes atteignent la frontière du domaine de résistance du béton, si dans le cas de surcharges multipliées par 1,8 les contraintes sont à l'extérieur du domaine de résistance du béton. \*\*

Dans le cas où l'âme d'une poutre serait précontrainte perpendiculairement à la fibre moyenne par des étriers tendus, on tiendra compte de cette précontrainte pour la détermination de cette direction.

### 3.23. Justification du béton de l'âme.

Si les contraintes dans le cas de surcharges multipliées par 1,8 sortent du domaine de résistance du béton, la contrainte de compression des bielles ne devra pas dépasser la moitié de la résistance du béton, soit  $0,5\sigma_{28}$ . \*

### 3.24. Justification des armatures d'âme.

La contrainte des armatures transversales d'âme et des étriers tendus éventuels ne devra dépasser ni la limite d'élasticité majorée de 20 p. 100, ni la contrainte de rupture du métal dont ils sont constitués. \*

l'action de l'effort tranchant, le moment de rupture de la poutre n'est pas sensiblement affecté par l'action de l'effort tranchant. La vérification demandée a simplement pour objet de s'assurer que cette condition est bien remplie; elle a donc un caractère conventionnel et ne prétend pas décrire le mécanisme de rupture par effort tranchant.

3.22 \* L'angle que font les bielles avec la fibre moyenne de la poutre est déterminé, dans ce cas et si l'âme n'est pas précontrainte transversalement, par la relation :

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2\tau_b}{\sigma_b}$$

où  $\tau_b$  est la contrainte de cisaillement qui s'exerce au niveau du centre de gravité dans le cas de surcharges multipliées par 1,8, calculée en faisant intervenir l'épaisseur nette minimale de l'âme définie à l'article 11, paragraphe 4.11.

Si la contrainte normale  $\sigma_b$  au niveau du centre de gravité est affectée par l'action des surcharges, il sera loisible de prendre, pour la valeur de  $\sigma_b$  servant à déterminer l'inclinaison des bielles, la valeur maximale obtenue dans le cas de surcharges multipliées par 1,8.

\*\* Si l'on prend pour critère de rupture la condition de MM. Chalos et Beteille, cette inclinaison, dans le cas où l'âme n'est pas précontrainte transversalement, est donnée par la formule :

$$\operatorname{tg} 2\gamma = \frac{2 \sqrt{\frac{\sigma_m}{\sigma_m} (\sigma_m - \sigma_b) (\sigma_m + \sigma_b)}}{\sigma_b}$$

3.23. \* La contrainte de compression des bielles est égale à :

$$\frac{2 \tau_b}{\sin 2 \gamma}$$

3.24. \* Pour la détermination de la distance entre la membrure comprimée et la membrure tendue supposée exister dans la section, on distinguera deux cas selon le rapport de la section des armatures de précontrainte groupées dans la membrure tendue à la section totale de ces armatures.

Si ce rapport est inférieur à  $\frac{2}{3}$ , la distance entre la membrure

comprimée et la membrure tendue sera prise égale au bras de levier du couple élastique de la section totale, homogénéisée, supposée simplement fléchie.

3.3. *Troisième exception.* — Cette exception vise la résistance d'une pièce soumise à la traction simple. \*

Il devra être justifié que l'effort de traction est inférieur, avec une marge de sécurité convenable, à l'effort entraînant la rupture des armatures de précontrainte par traction. \*\*

4. Dans le cas où les dispositions d'une construction limiteraient sans aléa les surcharges à une valeur déterminée, les justifications précédentes ne seront fournies que pour cette valeur, majorée de 20 p. 100, le coefficient multiplicateur des surcharges ne pouvant en aucun cas dépasser 1,8. \*

Article 15. — Dalles sous chaussée. \*

1. Dans la détermination et la justification des dalles sous chaussées en tant que plaques, on pourra faire abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression des poutres. \*

2. Le calcul des efforts sera conduit d'après la théorie classique des plaques minces. On pourra cependant utiliser en certains cas les procédés de calcul approchés indiqués ci-après et en d'autres le calcul à la rupture. \*

Si ce rapport est supérieur à  $\frac{2}{3}$ , cette distance sera prise égale

au bras de levier d'une section dont la membrure tendue sera constituée par les armatures de précontrainte, supposées tendues à leur limite de rupture garantie,  $R_G$ , et dont la membrure comprimée sera déterminée pour équilibrer l'effort de la membrure tendue, le diagramme des contraintes dans le béton de celle-ci étant supposé rectangulaire, avec une contrainte égale à  $0,8 \sigma_{28}$ .

3.3. \* Tel est le cas d'un tirant ou des tranches horizontales qu'on peut découper par la pensée dans une paroi de réservoir.

\*\* La marge de sécurité à rupture pourra être jugée convenable si est satisfaite l'inégalité suivante :

$$F \leq 0,9 \omega R_G$$

où F désigne la force de traction dans le cas de surcharges multipliées par 1,8,  $\omega$  la section des armatures de précontrainte et  $R_G$  leur contrainte de rupture garantie.

Dans le cas d'un tirant faisant partie d'une construction hyperstatique intérieurement, il sera nécessaire de vérifier, en outre, que l'allongement du tirant dans le cas de surcharges multipliées par 1,8 n'est pas tel qu'il entraîne une rupture prématurée de l'ouvrage. Cette condition peut se révéler plus restrictive que la précédente.

4. \* Par exemple, ces prescriptions s'appliquent à la vérification de la sécurité par rapport à la rupture d'un pont-canal ou d'un réservoir, ouvrages dont les conditions de débordement limitent les surcharges sans aléa.

#### Article 15.

\* Cet article qui ne s'applique pas aux hourdis sous voie ferrée, concerne principalement les dalles de roulement, ou hourdis, des ponts à poutres sous chaussée, précontraintes transversalement. Par application du commentaire \* de l'article 1<sup>er</sup>, l'enseignement de l'expérience a permis de fixer pour leur calcul les règles spéciales du présent article.

Les dalles sous chaussée en béton armé seront justiciables des règles du béton armé, conformément aux indications du commentaire \* de l'article 1<sup>er</sup>.

1. \* De même, suivant les errements reçus, on traitera le hourdis de compression d'une poutre sans considérer son rôle en tant que plaque.

2. \* Dans les cas qui ne relèvent pas des procédés de calcul approchés et où il y a difficulté importante de recourir aux méthodes de l'élasticité ou de la résistance des matériaux, il conviendra de recourir à la théorie des lignes de rupture. On justifiera alors du choix de la figure de rupture utilisée, de préférence en s'appuyant sur les essais décrits dans la littérature (on citera alors ses références) ou sur des essais spécialement entrepris ; on évitera de faire application de la notion de forces nodales ; on justifiera de ce que

2.1. On pourra considérer que les dalles d'épaisseur constante sont appuyées au droit des parements des âmes des poutres dont elles sont solidaires, si celles-ci sont également d'épaisseur constante.

Il sera loisible de tenir compte de la présence des goussets de dalle ou d'âme. \*

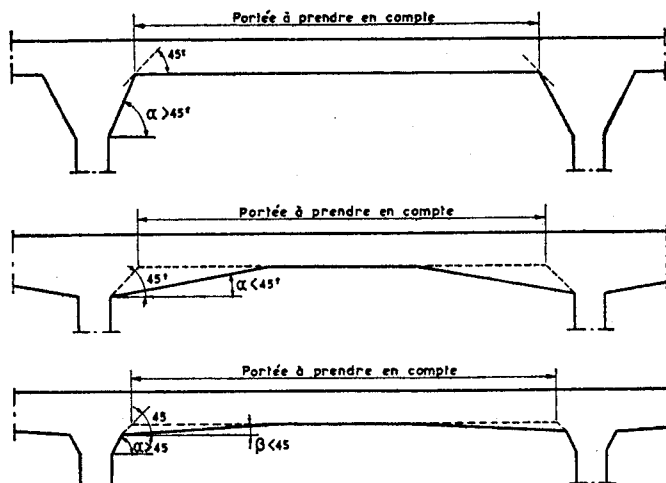
2.2. Les dalles rectangulaires dont le rapport des portées serait inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et qui ne seraient soumises qu'à des charges réparties pourront être calculées à la flexion comme des poutres, dans le sens de la petite portée. On tiendra cependant compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

les conditions de validité d'application de la théorie sont bien remplies; on justifiera enfin des coefficients de sécurité choisis vis-à-vis de la résistance, des déformations et de la fissuration.

2.1. \* Dans ce cas, la portée sera définie par l'intersection des deux droites suivantes :

- la tangente au contour intérieur de la dalle au point où celle-ci est d'épaisseur minimale ;
- la tangente au contour du gousset inclinée à  $45^\circ$  sur la précédente, et située à l'intérieur de la dalle au voisinage du point de tangence.

Dans le cas d'un gousset dont le contour présente des points anguleux, une droite passant par l'un de ces points sera considérée comme tangente au contour (voir croquis).



2.3. Les dalles rectangulaires encastrées, totalement ou partiellement, sur leur contour, dont le rapport des portées serait compris entre 0,4 et 2,5, ou qui seraient soumises à l'action de charges concentrées (quel que soit le rapport de leurs portées) pourront être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour. \*

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation pourront être réduits de 20 à 25 p. 100 selon les conditions d'encastrement. \*\* Les moments d'encastrement sur les grands côtés seront évalués au moins à 50 p. 100 des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation. \*\*\*

### 3. Forces localisées.

3.1. On admettra qu'une force appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une dalle agit uniformément sur une aire du feuillet moyen dont le contour est parallèle à la projection du premier sur le feuillet et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle, augmentée de l'épaisseur du revêtement si ce dernier est constitué de béton ou d'un matériau analogue et des  $3/4$  de l'épaisseur de ce revêtement s'il est moins résistant (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés, par exemple).

3.2. Dans le calcul des moments fléchissants, on pourra dans tous les cas faire état de la répartition des forces appliquées suivant les modalités du paragraphe 3.1 précédent. \*

3.3. Une force sera considérée comme force localisée vis-à-vis de la justification de la résistance d'une dalle au poinçonnement par effort tranchant, si le rapport des diamètres extrêmes du contour de l'aire de répartition de cette force sur le feuillet moyen, déterminé suivant les prescriptions du paragraphe 3.1, est compris entre 0,4 et 2,5 et si la longueur de ce contour est au plus égale au cinquième de celle du plus grand contour convexe inscrit dans la plaque (supposée limitée à l'extrémité des portées prises en compte).

### 4. Justifications.

4.1. Pour la justification sous l'effet des moments dus aux surcharges simples, les efforts appliqués à une section devront être équilibrés par les contraintes développées par eux sur cette section, calculées dans les hypothèses suivantes : on pourra admettre la fissuration du béton, pourvu que dans l'hypothèse d'une distribution linéaire des contraintes de compression et de la fissuration complète du béton tendu, les armatures de précontrainte demeurent entièrement dans les zones comprimées du béton.

4.2. La résistance de la dalle au poinçonnement devra être justifiée. \*

4.3. Les dalles de couverture ne comporteront pas d'armatures non parallèles à leur feuillet moyen.

4.4. Dans le cas de dalles rectangulaires ou ne présentant qu'un biais peu accentué, il n'y aura pas lieu d'effectuer de vérification sous l'effet des surcharges multipliées par 1,3.

2,3. \* Ces prescriptions sont relatives au calcul des moments dans les plaques d'épaisseur constante s'appuyant sur des poutres présentant une faible rigidité à la torsion.

Dans le cas de dalles s'appuyant sur des poutres rigides à la torsion, il peut y avoir lieu d'appliquer des méthodes plus complexes, pour tenir compte du fait que l'intervention de cette rigidité conduit à modifier les coefficients indiqués; en particulier les moments sur appuis peuvent se trouver notablement augmentés.

\*\* On pourra prendre une réduction de 20 p. 100 pour les dalles de rive et de 25 p. 100 pour les dalles centrales (qui n'existent que si le pont comporte plus de trois poutres).

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

3,2. \* Si l'on a affaire à des forces localisées au sens du paragraphe 3,3 suivant, et si l'on dispose de surfaces d'influence, il est plus aisé et suffisamment exact de considérer dans le calcul ces forces comme concentrées.

4,2. \* A défaut de justification expérimentale probante, on s'estimera garanti vis-à-vis du poinçonnement si l'épaisseur de la dalle, goussets éventuels non compris, est supérieure ou égale à 15 cm.

## TITRE III

PREPARATION DES PROJETS ET DESSINS D'EXECUTION  
DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

## Article 16. — Procédés de précontrainte.

Les procédés de précontrainte utilisés (ancrages, types d'armatures, gaines, accessoires et appareils divers, modalités et contrôle de mise en œuvre) devront être agréés par le ministre des travaux publics et des transports, dans les conditions de l'arrêté ministériel du 21 avril 1965.

L'efficacité et la sécurité des types d'ancrages prévus pour les armatures de précontrainte devront avoir été vérifiées expérimentalement.

Les ancrages devront pouvoir résister sans désorganisation aux tractions entraînant la rupture de l'armature.

Si l'expérience démontre qu'un glissement de l'armature existe après sa mise en tension pour un type d'ancrage, mais reste inférieur à une valeur déterminée, ce type d'ancrage pourra être admis à la condition de tenir compte de la chute de tension due au glissement maximal.

Les ancrages par adhérence qui n'auraient pas donné lieu à des essais portant sur l'ensemble d'un ancrage pourront être justifiés par le calcul. Le taux d'adhérence et éventuellement, le coefficient de frottement en courbe pris en compte dans ce calcul, devront toutefois avoir été déterminés expérimentalement pour le type d'armature utilisé. De plus, la résistance au glissement calculée devra être, pour les fils ronds, au moins égale à deux fois la traction entraînant la rupture de l'armature. Les zones d'ancrage par adhérence seront soustraites, par les dispositions adoptées, à l'action des efforts intéressant les parties actives des constructions. \*

## Article 17. — Joints.

Les joints destinés à être matés ou bétonnés, et les reprises de bétonnage seront autant que possible disposés normalement à la direction moyenne des efforts de compression.

Les dispositions des joints d'un ouvrage seront prévues au projet. \*

## Article 18. — Armatures ordinaires spéciales.

## 1. Armatures transversales.

Des armatures ordinaires transversales et longitudinales seront prévues en quantité suffisante pour tenir compte des sollicitations secondaires difficilement accessibles au calcul. \*

Les dispositions de ces armatures devront tenir compte des conditions d'exécution. \*\*

## Article 16.

\* Par exemple, une poutre sur appuis simples à fils adhérents devra se prolonger au-delà de ses appuis de manière qu'elle soit totalement précontrainte au droit de ces appuis.

## Article 17.

\* Les dessins d'exécution devront indiquer la nature du produit de remplissage du joint, ainsi que son tracé, son épaisseur et le traitement de ses faces (cf. art. 22 ci-après).

## Article 18.

1. \* De telles sollicitations sont dues, par exemple, à l'action du retrait dans une poutre constituée d'une âme mince associée à une (ou deux) membrure(s) importante(s). Tel est également le cas de l'action de la torsion sur des poutres en double T à âme mince qui présentent une faible rigidité à la torsion.

En revanche, on ne peut considérer comme secondaire l'action de la torsion sur des poutres présentant une forte rigidité à l'égard de cette sollicitation, poutres en caisson, ou poutre en T à ou

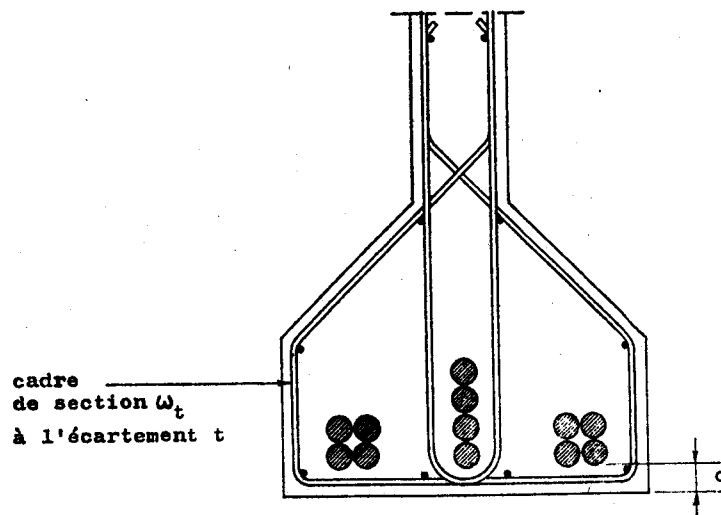
double T<sub>é</sub> à âme épaisse. Les armatures nécessitées par cette sollicitation doivent donc être justifiées par le calcul.

Dans les poutres, pour résister aux sollicitations secondaires, il est recommandé de prévoir un pourcentage minimal d'armatures transversales d'âme par rapport à la section brute de l'âme, fonction croissante de l'élançement de celle-ci, c'est-à-dire du rapport de la hauteur totale de la poutre,  $h$ , à l'épaisseur minimale brute de l'âme (trous non déduits),  $b_0$ ; la valeur de ce pourcentage pourra être fixée entre 0,1 % et 0,2 % suivant cet élançement, en utilisant par exemple la formule empirique suivante :

$$\frac{h}{h + 3b_0} \times 0,25 \%$$

Le pourcentage d'armatures longitudinales pourra être fixé à la moitié environ du pourcentage d'armatures transversales.

Dans les zones où les armatures de précontrainte se trouvent localisées dans les talons des poutres, il devra être prévu des cadres de talons dont la continuité avec les armatures transversales d'âme soit assurée. Le produit de leur section par la limite d'élasticité du métal dont ils sont constitués devra être au moins égal au produit de la section du béton de couverture des armatures de précontrainte par la résistance à la traction de ce dernier. Toutefois, si l'épaisseur du béton de couverture,  $c$ , est supérieure à 1,3 fois le diamètre,  $D$ , de la plus grosse gaine utilisée (ondulations comprises le cas échéant), on prendra en compte, pour la détermination de la section des cadres, une épaisseur fictive égale à 1,3  $D$  (voir figure).



## 2. Coutures.

Dans le cas où il est nécessaire d'attacher ensemble l'âme et les membrures d'une poutre fléchie pour éviter la désorganisation sous l'action des contraintes de cisaillement, on pourra avoir recours soit à des armatures ordinaires, soit à des armatures de précontrainte, soit à l'action simultanée de ces deux genres d'armatures. \*

Pour le calcul des armatures ordinaires de couture, on pourra s'inspirer de la règle des coutures fixée par l'article 18, 2° du titre VI du fascicule n° 61 du C. P. C. \*\*

## 3. Reprises.

La composante normale de la contrainte due aux effets de toute nature, précontrainte comprise, sur un élément de plan de reprise ne devra jamais être une traction. Si l'angle de cette contrainte avec cet élément peut devenir inférieur à  $\pi/4$ , la reprise devra être traversée d'armatures ordinaires de couture telles qu'en les supposant tendues aux deux tiers de leur limite d'élasticité, la contrainte totale agissant en chaque point du plan de reprise, fasse avec lui un angle supérieur à  $\pi/4$ . \*

## 4. Poussées au vide.

4.1. Les dispositions d'éléments courbes ou à tracé anguleux d'une construction en béton précontraint devront satisfaire aux prescriptions du paragraphe 3,1 de l'article 38 — Correction mécanique — du titre VI du fascicule n° 61 du C. P. C.



On doit avoir :

$$\omega_t \sigma_{en} \geq ct \sigma_{en} \quad \text{si } D \leq c \leq 1,3 D,$$

$$\omega_t \sigma_{en} \geq 1,3 D t \sigma_{en} \quad \text{si } c > 1,3 D,$$

où  $\sigma_{en}$  est la limite d'élasticité du métal dont sont constitués les cadres et  $\sigma_{en}$  la résistance à la traction du béton.

\*\* Dans le cas où les armatures ordinaires transversales et longitudinales sont utilisées pour la fixation des armatures de précontrainte avant le bétonnage, leurs dispositions devront être telles que la position des câbles prévue par le projet soit parfaitement assurée. Cette condition peut être déterminante pour l'écartement des armatures transversales d'âme dans certaines zones, notamment celles où l'effort tranchant est faible.

2. \* Il y a lieu d'apprécier suivant les proportions de la poutre, la nécessité de prévoir des coutures, et de choisir des règles de détermination adaptées en conséquence.

Soit, par exemple, l'attache d'une âme et d'une membrure inférieure d'une poutre :

- si cette membrure est constituée par un talon présentant une faible saillie par rapport à l'âme, telle qu'il soit difficile d'y placer des coutures pouvant jouer un rôle efficace, il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures spéciales pour attacher le talon à l'âme ; tel est le cas de certaines poutrelles préfabriquées de bâtiment ;
- si la membrure inférieure est constituée par un talon présentant une saillie plus importante, il y a lieu de prévoir des armatures de coutures de cette saillie, déterminées en s'inspirant des errements en vigueur ; tel est le cas des talons des poutres usuelles en double T, et une règle empirique pour la détermination de celles-ci est donnée plus haut ;
- si la membrure inférieure est constituée d'une plaque, il y a lieu de prévoir des armatures de liaison entre celle-ci et l'âme, calculées en s'inspirant de la règle des coutures ; tel est le cas des poutres-caissons.

\*\* L'attention est attirée sur le fait que dans une construction en béton précontraint l'inclinaison des bielles de béton sur le plan coulé peut être différente de 45 degrés, en raison de l'intervention de l'effort de compression dû aux armatures de précontrainte. Un exemple en est donné par les prescriptions de l'article 11, paragraphe 4.12, relatives à l'inclinaison des bielles de béton supposées découpées par l'effort tranchant dans l'âme d'une poutre fléchie.

3. \* D'où l'intérêt qu'il y a de prévoir les reprises au projet et la nécessité de les indiquer aux dessins d'exécution.

4.2. Il y aura lieu de se préoccuper de la poussée au vide due à des armatures de précontrainte courbes. \*

##### 5. Ligatures et frettages.

Les armatures ordinaires employées en compression seront efficacement solidarisiées avec le corps des pièces au moyen de ligatures transversales espacées au plus de douze fois leur diamètre. Si ces armatures sont utilisées provisoirement à la traction au moment de la construction, les ligatures seront disposées dans deux directions sensiblement orthogonales.

L'emploi du frettage par armatures ordinaires en vue de l'augmentation des contraintes de compression admissibles ne sera pas admis dans le corps des pièces. \*

##### Article 19. — Distances minimales des armatures entre elles et aux parois. \*

1. Les distances des armatures de précontrainte et ordinaires aux parois des coffrages seront suffisantes pour permettre le passage facile entre elles et le coffrage des plus gros éléments employés dans la constitution du béton.

##### 2. Distances des armatures ordinaires aux parois.

Elles ne devront pas être inférieures aux valeurs minimales prescrites pour les ouvrages en béton armé. \*

##### 3. Distances des armatures de précontrainte sous gaine aux parois des coffrages. \*

Elles devront être au moins égales au diamètre d'encombrement des gaines (compte tenu des ondulations le cas échéant).

Pour les parois d'exécution difficile, telles les parois des âmes et les faces verticales et inclinées des talons des poutres, cette valeur devra être augmentée de la marge d'imprécision résultant du projet d'exécution et des conditions de mise en œuvre. \*\*

4.2. \* On pourra s'inspirer pour cela des prescriptions du paragraphe 3,2 de l'article 38 du titre VI du fascicule n° 61 du C. P. C.

En particulier, dans les zones de l'âme d'une poutre où de nombreuses armatures de précontrainte présentent une courbure importante, les armatures transversales d'âme devront être capables d'équilibrer une fraction suffisante de la somme des efforts normaux à la fibre moyenne de la poutre provenant de la courbure des câbles. Par exemple, dans le cas où les armatures de précontrainte courbes sont réparties sur toute la hauteur de l'âme,

cette fraction pourra être égale à  $\frac{1}{2}$ .

Les poussées au vide dues aux courbures en plan devront être calculées et leur effet contrebalancé s'il y a lieu par des armatures, en particulier quand il s'agit de voussoirs construits en encorbellement.

5 \* Le frettage pourra être employé dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte, où les forces de précontrainte ne peuvent être supposées réparties suivant la loi de Navier, dans les conditions prescrites par l'article 20.

#### Article 19.

\* Cet article ne s'applique pas aux ouvrages spéciaux à parois minces.

2. \* L'enrobage minimal de ces armatures est fixé par l'article 36 — Protection des armatures — du titre VI du fascicule n° 61 du C. P. C.

3. \* La distance d'une armature de précontrainte sous gaine à une paroi est prise égale à la distance minimale entre la paroi et la gaine (compte tenu des ondulations, le cas échéant).

\*\* Cette marge pourra, dans la plupart des cas, être fixée au quart du diamètre d'encombrement des gaines. Elle ne pourra être considérée comme nulle que sous les conditions suivantes: présentation d'un projet d'exécution indiquant d'une façon très précise les positions des armatures; fixation longitudinale et transversale de celles-ci dans le coffrage afin de garantir pendant le bétonnage leur maintien en position correcte; modalités d'exécution donnant toute garantie sur le remplissage des moules et sur la qualité du béton.

4. *Distances des armatures de précontrainte sous gaine aux parois non coffrés.* \*

Dans le cas d'armatures isolées, cette distance devra être au moins égale à la plus grande des deux distances suivantes:

- le demi-diamètre d'encombrement des gaines (compte tenu des ondulations le cas échéant);
- la valeur minimale de 3 cm.

Dans le cas de paquets d'armatures, cette distance devra être au moins égale à celle prescrite dans le cas de parois coffrées.

5. Les distances entre armatures ou paquets d'armatures de précontrainte seront suffisantes pour permettre le passage facile des plus gros éléments du béton, le remplissage de tous les vides ainsi qu'éventuellement le passage des appareils de vibration interne.

#### Article 20. — Assemblage, pièces et zones dont le calcul ne relève pas de la résistance des matériaux.

1. Les assemblages des diverses pièces des constructions ainsi que les pièces et zones dont le calcul ne relève pas de la résistance des matériaux seront calculés suivant la méthode prescrite par l'article 41 du titre VI du fascicule n° 61 du C. P. C.

2. Il convient de s'assurer de la résistance du béton aux efforts localisés au droit de l'ancrage de chaque armature de précontrainte et de justifier les armatures de frettage prévues. \*

3. La diffusion des effets des forces concentrées dues à l'ancrage des armatures de précontrainte devra être convenablement assurée. \*

4. Au droit d'un appui simple d'une poutre fléchie, la diffusion de la réaction d'appui devra être convenablement assurée. \*

4. \* Un exemple de parement non coffré est constitué par la face supérieure de la dalle d'un pont à poutre sous chaussée.

L'attention est attirée sur ce qu'il peut y avoir lieu, dans certains cas, de majorer ces distances pour des armatures présentant une courbure dans un plan parallèle au parement en cause.

#### Article 20.

2. \* La contrainte du béton immédiatement sous l'ancrage devra faire l'objet de justifications expérimentales probantes.

En l'absence de justifications expérimentales probantes, le pourcentage des armatures de fretage sera celui fixé par l'alinéa 1.1, de l'article 35 — Articulations — du titre VI du fascicule n° 61 du C. P. C.

3. \* Cette diffusion sera supposée s'effectuer dans les conditions indiquées à l'article 7, paragraphe 4.

Les contraintes de traction éventuellement créées dans le béton devront être totalement équilibrées par des armatures ordinaires.

Les vérifications correspondantes doivent notamment être effectuées aux abouts des poutres où elles peuvent conduire à renforcer les armatures transversales d'âme. De même, à l'extrémité d'une dalle précontrainte, il y a lieu de prévoir des armatures ordinaires perpendiculaires aux armatures de précontrainte ancrées à cette extrémité.

4. \* Une solution éprouvée est celle qui consiste à :

— répartir les câbles aussi uniformément que possible dans la hauteur de la section d'about de la poutre ;

— conduire sensiblement horizontalement (c'est-à-dire avec un angle ne dépassant pas 1° avec l'horizontale) jusqu'à l'appui et ancrer totalement au-delà de l'axe de cet appui, un nombre d'armatures tel qu'elles soient susceptibles d'équilibrer un effort admissible égal à l'effort tranchant maximal dû aux charges permanentes et aux surcharges, précontrainte non comprise.

Dans ce cas, la diffusion de la réaction d'appui ne nécessite pas de renforcement des armatures transversales d'âme.

#### Article 21. — Flèches et contre-flèches.

Le projet devra comporter la justification des flèches et contre-flèches, en particulier dans les ouvrages dont l'utilisation implique des déformations strictement limitées ou dont la stabilité pourrait être compromise par une exagération progressive de ces déformations et qui ne comporteraient pas de dispositif pratique permettant d'y pallier. \*

### TITRE IV

#### EXECUTION DES OUVRAGES-EPREUVES

#### Article 22. — Exécution des ouvrages.

1. La fabrication et la mise en place du béton, le contrôle de sa résistance et de sa maniabilité, les coffrages et échafaudages, le contrôle de la qualité, le façonnage et l'arrimage des armatures, etc., seront exécutés conformément aux prescriptions contenues au C. P. S. \*

#### 2. Joints.

Si un ouvrage comprend des éléments exécutés indépendamment et réunis par précontrainte, les dispositions adoptées pour les joints devront être justifiées, notamment la forme du joint, la résistance du matériau de remplissage à la compression et au cisaillement, la résistance du joint vis-à-vis de la transmission des efforts, et son étanchéité.

Dans le cas où le matériau de remplissage serait du mortier ou du béton, l'épaisseur des joints devra être telle qu'elle permette l'exécution d'un mortier maté ou d'un béton de jonction aussi résistant que le béton constitutif de l'ouvrage. Les faces de joint pourront être planes et brutes de décoffrage, si la contrainte agissant sur le plan du joint étant toujours une compression, ne fait en aucun point avec la normale à ce plan un angle dont la tangente soit supérieure à 0,4. Si cette tangente est comprise entre 0,4 et 0,75, les faces de joint seront soigneusement piquées sur la totalité de leur surface, ou bien tracées en dents de scie ou crénelées par une disposition spéciale des coffrages ; elles pourront alors rester brutes de décoffrage. Si la tangente susvisée est comprise entre 0,75 et l'unité, le tracé crénelé ou en dents de scie sera obligatoirement employé. Une valeur de la tangente supérieure à l'unité ne sera pas admise. \*

#### 3. Mise en tension des armatures de précontrainte.

Le contrôle de la mise en tension des armatures de précontrainte sera effectué en mesurant simultanément les déformations de l'armature et les efforts appliqués.

La mise en tension sera effectuée conformément à un programme détaillé dont la production fait partie de celle des dessins d'exécution. \*

Ce programme précisera les moyens de mise en tension et les moyens de mesure des efforts et des déformations (en particulier

## Article 21.

\* Pour la détermination de celles-ci, il faudra tenir compte des effets variables dans le temps : fluage et retrait du béton, relaxation des armatures.

## Article 22.

1. \* Le C. P. S. sera rédigé compte tenu des recommandations formulées à l'annexe III de la présente instruction.

2. \* Pour une poutre, il y aura lieu de vérifier non pas l'inclinaison des contraintes en tout point, mais l'inclinaison sur le plan du joint de l'effort résultant qui s'exerce sur lui.

3. \* L'ordre de mise en tension des armatures devra être tel que les contraintes développées au cours de la mise en tension demeurent toujours inférieures aux limites admissibles fixées à l'article 11 ; les mises en tension devront être effectuées d'une façon aussi symétrique que possible, pour éviter l'apparition de contraintes provisoires élevées sur les fibres les plus éloignées du plan de symétrie général de la poutre mise en tension ; dans le cas de sections droites n'ayant pas de plan de symétrie, on déterminera les axes principaux d'inertie et on tiendra compte de la position des câbles tendus par rapport à eux.

la position des repères entre lesquels seront mesurées les déformations).

Il sera accompagné d'une note de calcul détaillée où sera précisée la relation théorique entre les efforts appliqués et les déformations mesurées. Dans cette note les tensions seront évaluées conformément aux prescriptions de l'article 12 ; les déformations seront évaluées sur la base des diagrammes de traction que l'on aura relevés lors des essais du lot d'acier mis en œuvre. \* \*

Il sera établi un programme et un calcul justificatif pour chaque armature de type, de composition, de longueur ou de tracé différents.

Les calculs tiendront compte de l'ordre de mise en tension des diverses armatures et des déformations progressives de l'ouvrage pendant la mise en tension.

Les appareils de mesure des efforts seront, autant que possible, indépendants des engins mis en œuvre pour les produire. Dans le cas contraire, les engins de mise en tension seront tarés sur le chantier aussi souvent que cela sera nécessaire. \* \* \*

Le programme de mise en tension comportera des consignes précisant ce qu'il y a lieu de faire en cas de divergence entre les valeurs des efforts et allongements mesurés et les valeurs correspondantes indiquées dans la note de calcul accompagnant ce programme.

Il sera tenu un procès-verbal des opérations de mise en tension où seront reportés tous les résultats de mesures effectuées ainsi que les diverses observations qui auront pu être faites, y compris le temps évalué en minutes, correspondant à chaque opération (début et fin de la montée en pression dans le vérin ; blocage de l'ancrage).

Le délai maximal entre la mise en tension de chaque armature et son injection devra également être précisé.

\*\* Le relevé préalable d'un diagramme de traction est évidemment inutile si le procédé de mise en tension des armatures permet de l'établir avec précision (câbles ou fils rectilignes tendus sur banc par exemple).

\*\*\* Si une armature (ou une partie d'armature), tendue par traction, est inaccessible mais est rectiligne et sans frottement avec son enveloppe, la mesure des déplacements de ses extrémités fournira le meilleur moyen de mesurer sa tension.

Pour les armatures non accessibles et présentant des frottements (en partie droite ou en courbe) la seule garantie d'une mise en tension correcte réside dans un accord satisfaisant entre le calcul et les mesures quant à la relation entre les efforts et les allongements.

Dans le cas d'armatures à déformation non linéaire, ce contrôle prend un caractère qualitatif, mais n'en est pas moins important.

L'attention est attirée sur ce que l'emploi de manomètres comme instruments de mesure des efforts exige des précautions spéciales, ces appareils étant souvent susceptibles de se dérégler. Les manomètres devront toujours être tarés avant leur emploi sur un chantier. Il y a intérêt pour un ouvrage important à ce que leur étalonnage puisse être fait périodiquement sur le chantier au moyen d'un appareil approprié. Il est recommandé d'employer deux manomètres en parallèle sur le même vérin de mise en tension dans un but de contrôle mutuel des deux instruments.

L'appréciation des pertes par frottement dans chaque vérin utilisé et éventuellement dans les organes d'ancrage susceptibles de développer des frottements (déviations angulaires des fils à la traversée de l'organe par exemple) est indispensable. En ce qui concerne un appareillage de mise en tension par traction, le tarage d'un ensemble vérin-manomètre et éventuellement organe d'ancrage peut être effectué sur le chantier par mise en tension sur un banc *ad hoc* d'une armature rectiligne libre et élastique, dont la déformation sera mesurée, ou encore par la mise en tension sur banc d'une armature libre agissant sur un dynamomètre précis et fidèle. Deux vérins, ou deux ensembles vérins-organes d'ancrage, peuvent être tarés, si les manomètres l'ont été préalablement, par fonctionnement en opposition et mesure des pressions dans chaque vérin, chacun d'eux étant successivement alimenté par la pompe. La précision des tarages effectués devra être telle qu'on connaisse à 5 pour 100 près l'effort de traction exercé sur le câble à la sortie côté ouvrage des organes d'ancrage.

Pour les chantiers dont l'importance le justifie, le C. P. S. pourra prévoir l'exécution de mesures des coefficients de perte, en profitant des opérations de mises en tension; les résultats ainsi trouvés seront utiles pour la poursuite des travaux.

L'attention des ingénieurs est attirée sur le fait qu'en cas de réglage défectueux des câbles, le coefficient de perte par déviation parasite dans les parties droites,  $\varphi$ , peut atteindre la valeur de 0,006 par mètre.

### Article 23. — Epreuves des ouvrages.

Les ponts-rails, les ponts-routes, les ponts-canaux, et les combles et halles de chemin de fer en béton précontraint seront éprouvés de la manière prescrite par les titres I à IV du fascicule n° 61 du C. P. C.

Les ouvrages ne faisant pas l'objet d'instructions de portée générale seront soumis aux épreuves prévues par le C. P. S.

### TITRE V

#### (ANNEXE)

#### NOTATIONS

##### 1. Majuscules latines.

**B** : aire totale du béton seul de la section transversale d'une pièce prismatique.

**C** : poids, en kilogrammes, de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

**D** : diamètre d'encombrement de la gaine d'une armature de précontrainte (compte tenu des ondulations le cas échéant).

**E** : teneur en eau, en litres, par mètre cube de béton mis en œuvre.

**E<sub>a</sub>** : module d'élasticité de l'acier.

**E<sub>b</sub>** : module de déformation longitudinale du béton en général.

**E<sub>t</sub>** : module de déformation longitudinale sous fluage du béton.

**E<sub>i</sub>** : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

**E<sub>v</sub>** : module de déformation longitudinale différée du béton.

**F** : force de traction qui s'exerce sur un tirant.

**(G)** : sollicitation développée par la charge permanente.

**I** : moment d'inertie d'une section droite d'une poutre à plan moyen par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal au plan moyen.

**M** : moment fléchissant dans une poutre simplement fléchie.

**M<sub>t</sub>** : moment de fissuration d'une section précontrainte.

**M<sub>G</sub>** : moment fléchissant développé par les charges permanentes.

**M<sub>Q</sub>** : moment fléchissant développé par les surcharges.

**M<sub>RA</sub>** : moment résistant de rupture des armatures de précontrainte d'une section précontrainte simplement fléchie.

**M<sub>RA</sub>** : moment résistant de rupture du béton d'une section précontrainte simplement fléchie.

**N** : effort normal.

**(P)** : sollicitation développée par une force de précontrainte.

**P<sub>n</sub>** : force de précontrainte normale à une section.

- (Q) : sollicitation développée par les surcharges.  
 $R_g$  : contrainte de rupture garantie d'un fil pour armature de précontrainte.  
 $R$  } limites de contraintes admissibles.  
 $R'$  }  
 S : moment statique, par rapport à l'axe central d'inertie normal au plan moyen de l'aire de la partie d'une section droite située d'un même côté de la parallèle dudit axe.  
 $T$  { effort tranchant  
 ou  
 tension d'une armature de précontrainte après pertes par frottement et déviation parasite.  
 $T_0$  : tension à l'origine d'une armature de précontrainte.  
 $T_p$  : effort tranchant de précontrainte.  
 $T_v$  : valeur maximale de l'effort théorique exercé par un vérin.  
 $T_g$  : contrainte caractéristique de déformation garantie d'un fil pour une armature de précontrainte.  
 V : coefficient exprimant la variation du retrait et du fluage du béton en fonction du temps, en cas de conditions climatiques constantes.  
 (V) : sollicitation développée par l'action du vent compatible avec l'application des surcharges.  
 (W) : sollicitation développée par l'action du vent admise en l'absence de surcharges.

## 2. Minuscules latines.

- a : coefficient de perte à l'ancrage.  
 b : largeur de la membrure d'une section fléchie en T symétrique.  
 $b_0$  : largeur brute de la nervure d'une poutre fléchie en T ou épaisseur brute de l'âme d'une poutre fléchie à talon.  
 $b_{0,min}$  : largeur brute minimale de la nervure d'une poutre fléchie en T ou épaisseur brute minimale de l'âme d'une poutre fléchie à talon.  
 c : distance minimale d'une armature de précontrainte à une paroi ou couverture d'une armature de précontrainte.  
 e : excentricité ou ordonnée par rapport à l'axe d'inertie normal au plan moyen, du point de passage, dans une section, de la résultante des forces de précontrainte.  
 f : coefficient de frottement d'une armature de précontrainte dans les courbes.  
 h : hauteur utile d'une section fléchie, distance de la face comprimée de la pièce au centre de gravité des armatures de précontrainte.  
 $h_0$  : épaisseur de la table de compression d'une section fléchie en T ou à talon.  
 h : hauteur totale d'une section fléchie.

- $l_c$  : longueur d'une partie courbe de concavité de signe constant d'une armature de précontrainte.  
 $l_d$  : longueur d'une partie droite d'une armature de précontrainte.  
 $n$  : coefficient d'équivalence intervenant dans le calcul des contraintes dues aux surcharges.  
 $r$  : rayon de courbure d'une armature de précontrainte.  
 $rel_{120}$  : relaxation garantie à 120 heures d'un fil pour armature de précontrainte, en valeur relative.  
 $rel_{1000}$  : relaxation garantie à 1.000 heures d'un fil pour armature de précontrainte, en valeur relative.  
 $t$  : espacement d'armatures transversales d'âme.  
 $\left. \begin{matrix} t_2 \\ t_1 \end{matrix} \right\}$  temps.  
 $\bar{t}$  : espacement maximal admissible d'armatures transversales d'âme.  
 $t_z$  : âge corrigé de mise en charge exprimé en jours servant à la détermination du fluage.  
 $v'$  : distance du centre de gravité d'une section à la fibre inférieure de celle-ci.  
 $y$  : ordonnée par rapport à l'axe transversal d'inertie d'un point de la section d'une pièce fléchie.

### 3. Majuscules grecques.

- $(\Delta P)$  : sollicitation développée par une perte de tension due aux déformations différées dans une armature de précontrainte.  
 $\Delta t$  : nombre de jours pendant lesquels le durcissement se fait à une température différente de 20 degrés.  
 $\Delta \sigma$  : perte de tension dans une armature de précontrainte due aux déformations différées.  
 $\Phi$  : coefficient de fluage du béton.  
 $\Phi_0$  : coefficient donnant l'influence des conditions climatiques sur le fluage du béton.

### 4. Minuscules grecques.

- $\alpha$  : déviation angulaire d'une armature de précontrainte exprimée en radians.  
 $\alpha_z$  : coefficient donnant l'influence de la plus petite dimension d'une pièce sur le fluage du béton de celle-ci.  
 $\alpha_r$  : coefficient donnant l'influence de la plus petite dimension d'une pièce sur le retrait du béton de celle-ci.  
 $\beta_z$  : coefficient donnant l'influence de la composition du béton sur son fluage.  
 $\beta_r$  : coefficient donnant l'influence de la composition du béton sur son retrait.  
 $\delta$  : allongement d'une armature de précontrainte.  
 $\varepsilon_z$  : déformation relative due au fluage.

- $\epsilon_1$  : déformation relative instantanée du béton.  
 $\xi$  : coefficient donnant l'influence de l'âge du béton au moment de sa mise en charge, sur le retrait de celui-ci.  
 $\theta$  : température.  
 $Q_0$  : déformation relative due au retrait.  
 $Q_\infty$  : valeur finale du retrait.  
 $Q_\theta$  : déformation relative due à la dilatation.  
 $Q'_a$  : coefficient numérique relatif à la détermination des contraintes admissibles dans les armatures ordinaires.  
 $\sigma$  : contrainte normale en général.  
 $\sigma_b$  : contrainte de compression du béton.  
 $\bar{\sigma}_b$  : contrainte de compression admissible du béton.  
 $\bar{\sigma}_t$  : contrainte de traction admissible du béton.  
 $\sigma_{bt}$  : contrainte de compression de l'âme, perpendiculaire à la fibre moyenne.  
 $\sigma'_{ea}$  : limite d'élasticité nominale d'un acier en barre.  
 $\sigma_G$  : contrainte normale due aux charges permanentes.  
 $\sigma'_t$  : contrainte en un point d'une armature de précontrainte à la mise en tension de celle-ci.  
 $\sigma_c$  : résistance à la compression du béton compte tenu de son âge.  
 $\sigma_{28}$  } résistances du béton respectivement à la compression et  
 $\sigma'_{28}$  } à la traction à vingt-huit jours.  
 $\sigma_p$  : contrainte normale due aux forces de précontrainte.  
 $\sigma_Q$  : contrainte normale due aux surcharges.  
 $\sigma_s$  : contrainte minimale en service d'une armature de précontrainte.  
 $\tau$  : contrainte tangente (ou de cisaillement) en général.  
 $\tau_b$  : contrainte tangente du béton.  
 $\bar{\tau}_b$  : contrainte tangente admissible du béton.  
 $\tau_G$  : contrainte tangente due aux charges permanentes.  
 $\tau_p$  : contrainte tangente due aux forces de précontrainte.  
 $\tau_Q$  : contrainte tangente due aux surcharges.  
 $\varphi$  : coefficient de déviation parasite, ou perte de tension relative par unité de longueur, d'une armature de précontrainte.  
 $\psi$  : coefficient donnant l'influence des conditions climatiques sur le retrait du béton.  
 $\omega$  : section d'une armature de précontrainte.





ANNEXE I

(annoncée par le premier commentaire du titre II de l'instruction).

FORMULES ET EXEMPLES DE CALCUL

I. — Domaine de sécurité du béton.

Le domaine de sécurité du béton peut être aisément défini, dans le plan du cercle de Mohr, par une représentation analytique d'une courbe homothétique de la courbe intrinsèque, dans le rapport 0,42, par rapport à l'origine des vecteurs représentatifs des contraintes.

Deux formes de représentation analytique sont particulièrement commodes, l'une due à M. Caquot, et l'autre dérivée de celle qui est due à MM. Chalos et Beteille.

Dans toutes deux, le domaine de sécurité du béton est défini à partir des valeurs absolues des contraintes limites admissibles à la compression,  $\bar{\sigma}_b$ , et à la traction,  $\bar{\sigma}'_b$ , (soit les 42/100 des résistances de rupture par compression simple et par traction simple à 28 jours).

1° Représentation de M. Caquot (1).

L'état de contrainte au point étudié est supposé défini par les contraintes principales extrêmes, inférieure,  $\sigma_1$ , et supérieure,  $\sigma_2$  (les compressions sont considérées comme positives) ou ce qui revient au même par l'abscisse  $p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$  du centre, et le rayon  $r = (\sigma_2 - \sigma_1)/2$  du cercle de Mohr.

Le domaine de sécurité du béton peut être en ce cas représenté par la formule :

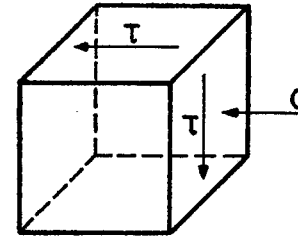
$$(1) \quad (p + \bar{\sigma}'_b)^2 \geq r^2 + r_0^2/r_0$$

où la contrainte  $r_0$  a pour valeur :

$$(2) \quad r_0 = \frac{\bar{\sigma}_b^3}{8 \bar{\sigma}'_b (\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}'_b)}$$

(1) Voir notamment un article de M. Albert Caquot, intitulé « Idées actuelles sur la résistance des matériaux » et publié dans un numéro spécial du Génie Civil paru en novembre 1930 à l'occasion du cinquantième anniversaire de la fondation de cette revue.

2° Représentations d'après MM. Chalos et Beteille (1).



On considère le cas, le plus fréquent dans l'étude des poutres ne comportant pas d'étriers tendus, où la contrainte principale intermédiaire agissant sur les plans parallèles au plan moyen étant nulle, l'état de contrainte en un point y est défini par les contraintes normales,  $\sigma$ , et de cisaillement,  $\tau$ , qui s'exercent sur un élément de section droite, et par la contrainte de cisaillement pur,  $\tau$ , qui s'exerce sur un élément de plan perpendiculaire à la section droite et au plan moyen.

Le domaine de sécurité du béton peut être en ce cas, en supposant égales, comme l'autorise le commentaire \*\* du paragraphe 1 de l'article 11, les résistances de rupture par traction et par cisaillement simples, représenté, d'une façon suffisamment approchée pour les besoins de la pratique, par la formule :

$$(3) \quad \tau^2 \leq \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b} (\bar{\sigma}_b - \sigma) (\bar{\sigma}_b + \sigma)$$

où la contrainte  $\sigma$  est considérée comme positive si elle est une compression, et négative si elle est une traction.

On peut remarquer que si la contrainte  $\tau$  est nulle, comme c'est le cas sur les fibres extrêmes d'une section fléchie, l'inégalité (1) équivaut à :

$$(4) \quad -\bar{\sigma}'_b \leq \sigma \leq \bar{\sigma}_b$$

II. — Calcul des contraintes.

1° Le béton étant considéré ici comme un matériau élastique, la loi de Hooke ou d'addition des effets des forces, s'applique au calcul de ses contraintes.

Il sera alors loisible d'évaluer séparément les contraintes développées par les différents efforts agissant sur la construction, forces de précontrainte, charges permanentes, surcharges, éventuellement réactions hyperstatiques de précontrainte, de dilatation et de retrait, et de calculer les contraintes agissant effectivement sur la construction, par addition des contraintes susceptibles de se développer simultanément.

(1) Voir notamment le mémoire de MM. Chalos et Beteille, intitulé « Représentation du domaine de stabilité d'un solide élastique. — Courbes intrinsèques. — Courbe caractéristique. — Application » publié dans les Annales des ponts et chaussées en mai 1938.

2° Dans le cas des poutres à plan moyen, la contrainte normale,  $\sigma$ , en un point s'évaluera par la formule classique :

$$(5) \quad \sigma = N/B + My/I$$

où B représente l'aire, et I le moment d'inertie de la section droite de la poutre.

N, l'effort normal ;

M, le moment fléchissant ;

et y l'ordonnée du point considéré par rapport à l'axe central d'inertie normal au plan moyen, comptée positivement du côté où un moment positif développe une contrainte de compression.

S'il s'agit d'évaluer la précontrainte normale,  $\sigma_p$ , l'effort normal,

N, prend la valeur de la composante,  $P_n$ , des forces de précontrainte normale à la section droite de la poutre, et le moment fléchissant M, la valeur  $P_n e$ , e désignant l'excentricité, ou ordonnée par rapport à l'axe central d'inertie normal au plan moyen, du point de passage dans la section de la résultante des forces de précontrainte ; d'où la formule :

$$(6) \quad \sigma_p = P_n (1/B + ey/I).$$

Dans le cas des poutres à plan moyen et à section non évidée, la contrainte de cisaillement,  $\tau$ , en un point s'évaluera par la formule classique :

$$(7) \quad \tau = \frac{TS}{Ib}$$

où S représente le moment statique par rapport à l'axe central d'inertie normal au plan moyen de l'aire de la partie de section droite située d'un même côté de la parallèle au dit axe central passant par le point considéré ;

b la longueur du segment de ladite parallèle intérieur à la section ;

T l'effort tranchant.

S'il s'agit d'évaluer les précontraintes de cisaillement,  $\tau_p$ , l'effort tranchant T prend la valeur de la composante,  $T_p$ , des forces de précontrainte parallèle à la section droite de la poutre.

3° La vérification de la stabilité en service du béton d'une section d'une poutre comportera la vérification de la stabilité des points situés sur les fibres extrêmes de la section et la vérification de la résistance de l'âme à l'effort tranchant.

### 3.1. Points situés sur les fibres extrêmes.

La vérification de la stabilité du béton en service en ces points de la poutre comportera le calcul des contraintes normales  $\sigma_p$ ,  $\sigma_G$ , respectivement développées par les forces de précontrainte et par les charges permanentes, et des contraintes extrêmes  $\sigma_{q_1}$  et  $\sigma_{q_2}$  développées par l'action des surcharges.

Les inégalités à vérifier seront :

$$R' \leq \sigma_p + \sigma_G + \sigma_{q_1} \leq R$$

$$R' \leq \sigma_p + \sigma_G + \sigma_{q_2} \leq R$$

les limites, R et R', prenant, selon le cas, les valeurs  $\bar{\sigma}_b$  et  $-\bar{\sigma}_b$  ou bien celles qui sont fixées par les exceptions à l'article 11.

### 3.2. Vérification de la résistance de l'âme à l'effort tranchant.

Cette vérification comportera le calcul :

- de la contrainte de compression,  $\sigma_b$ , au niveau du centre de gravité de la section considérée,
- des contraintes de cisaillement,  $\tau_p$  et  $\tau_G$ , respectivement développées à ce niveau par les forces de précontrainte et par les charges permanentes,
- ainsi que des contraintes de cisaillement extrêmes,  $\tau_{q_1}$  et  $\tau_{q_2}$ , développées par l'action des surcharges à ce même niveau ; les contraintes de cisaillement étant calculées en prenant pour épaisseur de l'âme l'épaisseur nette minimale définie à l'article 11, §4, 11.

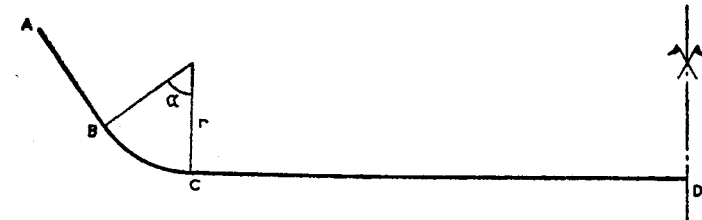
Si l'on prend pour condition de sécurité la condition de MM. Chalot et Beteille, les deux couples de valeurs

$$(\tau_p + \tau_G + \tau_{q_1}) \text{ et } \sigma_b$$

$$\text{et } (\tau_p + \tau_G + \tau_{q_2}) \text{ et } \sigma_b$$

devront vérifier chacun l'inégalité (3).

### III. — Mise en tension d'un câble par traction de ses extrémités.



Soit un câble de précontrainte, de tracé symétrique et mis simultanément en tension sur le béton durci par ses deux extrémités, au moyen de vérins exerçant des efforts égaux. On suppose que sur l'une des moitiés, AD, de sa longueur et à partir de l'ancrage A, le câble présente une partie rectiligne AB de longueur  $l_{d1}$ , une partie à courbure circulaire BC, d'angle au centre  $\alpha$  et de rayon  $r$ , et une partie droite CD de longueur  $l_{d2}$ .

Connaissant la valeur maximale  $T_v$  de l'effort théorique exercé par un vérin (égal au produit de la surface du piston par la pression théorique maximale du liquide), il convient de calculer la tension  $T_D$  en D.

Le point D du câble étant immobile par raison de symétrie, la tension du câble varie toujours dans le même sens en diminuant de A en D. Dans ces conditions, la tension en A à la sortie de l'ancrage est égale à :

$$(8) \quad T_A = \alpha T_v$$

$\alpha$  étant un coefficient numérique caractérisant la réduction relative de tension par les frottements internes du vérin et par le frottement du câble sur l'organe d'ancrage.

Par application du commentaire 3,1 de l'article 12, la tension à l'entrée de la courbe en B est égale à :

$$(9) \quad T_B = T_A e^{-\varphi l_{a1}}$$

où  $\varphi$  est le coefficient de perte par déviation parasite, ou perte relative de tension par unité de longueur.

Toujours par application du commentaire 3,1 de l'article 12, la tension à la sortie de la courbe, pour les rayons habituellement admis dans la pratique, est égale à :

$$(10) \quad T_C = T_B e^{-f\alpha - \varphi r\alpha}$$

où  $f$  est le coefficient de frottement dans les courbes.

Enfin, la tension en D est égale à :

$$(11) \quad T_D = T_C e^{-\varphi l_{a2}}$$

Des relations précédentes résulte :

$$(12) \quad T_D = \alpha T_v e^{-f\alpha - \varphi(l_{a1} + r\alpha + l_{a2})}$$

A l'exécution, il convient de calculer l'allongement du câble de façon à pouvoir contrôler le caractère correct de la mise en tension par l'accord des mesures et du calcul.

On suppose les tensions suffisamment modérées (ou le métal suffisamment écroui par traction préalable) pour que les allongements soient proportionnels aux efforts.

Les allongements des différents tronçons s'ajoutent. Leurs valeurs sont :

Sur le tronçon AB,

$$(13) \quad \delta_{AB} = T_A (1 - e^{-\varphi l_{a1}}) / E \omega \varphi$$

E représentant le module d'élasticité du câble et  $\omega$  sa section ;

Sur le tronçon BC,

$$(14) \quad \delta_{BC} = T_B r (1 - e^{-f\alpha - \varphi r\alpha}) / E \omega (f + \varphi r) ;$$

Sur le tronçon CD,

$$(15) \quad \delta_{CD} = T_C (1 - e^{-\varphi l_{a2}}) / E \omega \varphi .$$

Si les repères de mesure sont situés à l'extérieur des ancrages, il y aura lieu de tenir compte des allongements des parties tendues du câble entre ancrages et repères.

#### IV. — Tension de service d'une armature de précontrainte.

La contrainte  $\sigma_1'$  d'une armature de précontrainte en un point, à sa mise en tension, étant connue (par exemple, la contrainte en D,  $T_D/\omega$ , dans le cas traité ci-dessus, s'il s'agit d'une armature isolée ; dans le cas contraire, il y aurait lieu de retrancher la perte due au raccourcissement élastique du béton sous l'action des armatures mises en tension après l'armature considérée), il convient de calculer la contrainte minimale en service,  $\sigma_s$ , de cette armature.

Supposons qu'il s'agisse d'un câble constitué de fils ronds parallèles dont les valeurs de relaxation garanties sont 4 p. 100 à 120 heures et 6 p. 100 à 1.000 heures, ces valeurs étant mesurées dans les conditions fixées au commentaire de l'article 10 pour l'application sans majoration des formules indiquées dans ce commentaire. Il convient alors de prendre pour valeur de la perte par relaxation le produit de la tension initiale de l'armature,  $\sigma_1$ , par la plus grande des deux quantités sans dimension suivantes :

$$11 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right) \times 0,04 = 0,44 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right)$$

$$8 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right) \times 0,06 = 0,48 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right).$$

La perte de tension par relaxation de l'acier sera donc égale à :

$$0,48 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right) \sigma_1'.$$

La perte par retrait du béton est égale, d'après le commentaire 3\* de l'article 9, à :

$$0,00025 E_a,$$

soit pratiquement 5 hectobars.

La perte par fluage du béton sera égale, d'après le même commentaire, à :

$$\frac{\sigma_b}{E_r} E_a.$$

La tension minimale de service de l'armature sera ainsi égale à :

$$\sigma_s = \sigma_1' - 0,48 \left( \frac{\sigma_1}{R_G} - 0,55 \right) \sigma_1' - 0,00025 E_a - \frac{\sigma_b}{E_r} E_a.$$

#### V. — Exemple de calcul de la tension en service d'une armature de précontrainte.

Soit à justifier, pour un avant-projet, la tension maximale possible en service dans la section médiane d'un ouvrage, d'une armature symétrique constituée de fils ronds parallèles, avec les données suivantes :

— l'armature est symétrique, et sa demi-longueur est de 17,5 mètres ; son tracé présente une partie courbe de concavité de sens constant, et de ce fait, la déviation angulaire totale de l'armature est de 10° sur sa demi-longueur ;

- les fils présentent une contrainte de déformation garantie  $T_G$  égale à 123 hectobars, une contrainte de rupture garantie  $R_G$  égale à 137 hectobars et des valeurs de relaxation de 4 p. 100 à 120 heures et de 6 p. 100 à 1.000 heures, ces valeurs étant mesurées dans les conditions fixées au commentaire de l'article 10 pour l'application sans majoration des formules indiquées dans ce commentaire;
- le béton présente une résistance de rupture à la compression,  $\sigma_{sb}$ , de 320 bars et sa contrainte sous les charges permanentes dans la section médiane au niveau du centre de gravité des câbles est de 97 bars;
- l'armature est mise en tension quand le béton a 28 jours d'âge.

On procédera de la façon suivante :

1° Calcul de la tension initiale de l'armature.

1.1. Tension maximale à la sortie des organes de mise en tension et d'ancrage (article 12) : 123 hectobars.

1.2. Tension maximale dans la section médiane, compte tenu des pertes par frottement (article 12 : câble huilé, traction aux 2 extrémités) :

$$123 e - [0,20 \times 10 \frac{\pi}{180} + 0,003 \times 17,5] = 123 e - 0,0874$$

soit 112,7 hectobars.

1.3. Perte de tension par raccourcissement de la construction sous l'action des armatures mises en tension après l'armature étudiée (paragraphe 4 du commentaire \*\* de l'article 12) :

$$\frac{1}{2} \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{1}{2} \frac{97}{21.000 \sqrt{320}} \times 20.000 = 2,6 \text{ hectobars.}$$

1.4. Tension initiale de l'armature,  $\sigma'_1$  :

$$\sigma'_1 = 112,7 - 2,6 = 110,1 \text{ hectobars.}$$

2° Pertes par déformations différées.

2.1. Pertes de tension par relaxation (voir exemple IV ci-dessus) :

$$0,48 \left( \frac{110,1}{137,0} - 0,55 \right) \times 110,1 = 13,4 \text{ hectobars.}$$

2.2. Perte de tension par retrait du béton (article 9) :

$$0,00025 \times 20.000 = 5,0 \text{ hectobars.}$$

2.3. Perte de tension par fluage du béton (voir exemple IV ci-dessus) :

$$\frac{\sigma_b}{E_s} E_s = \frac{97}{10.500 \sqrt{320}} \times 20.000 = 10,3 \text{ hectobars.}$$

2.4. Tension en service de l'armature dans la section médiane de l'ouvrage :

$$\sigma'_s = 110,1 - (13,4 + 5,0 + 10,3) = 81,4 \text{ hectobars.}$$

3° S'il s'agit d'une armature composée de 12 fils de 7 millimètres de diamètre, dont la section totale est 461,8 mm<sup>2</sup>, la force maximale en service dans cette armature sera de :

$$461,8 \times 81,4 \times 10 = 37,6 \cdot 10^4 \text{ newtons (1),}$$

(soit 37,6 × 1,02 = 38,3 tonnes-force) (2).

VI. Exemple de calcul phase par phase.

1° Soit un pont à travées indépendantes à poutres préfabriquées dont l'exécution comporte les phases suivantes :

*Première phase* : coulage de la poutre préfabriquée, puis mise en tension, en une ou plusieurs fois, d'une première série d'armatures de précontrainte.

*Deuxième phase* : exécution du béton précontraint de la dalle et des entretoises coulé en place.

*Troisième phase* : mise en tension de la deuxième (et dernière) série d'armatures.

*Quatrième phase* : mise en place des superstructures.

L'application des surcharges donnera lieu, au point de vue des calculs, à une cinquième phase.

Le calcul d'un tel ouvrage effectué en tenant compte de l'effet des retraits et fluages différents du béton préfabriqué et du béton coulé en place peut faire apparaître dans ce dernier des tractions à vide. L'usage s'est toutefois établi d'appliquer dans ce cas les règles du béton précontraint, en ne tenant pas compte de l'effet des inégalités des déformations différées des deux bétons et en faisant participer le béton coulé en place à l'action des charges et surcharges qui n'interviennent qu'après son durcissement.

Ces errements se justifient par le fait que dans la résistance à la rupture, l'ensemble de la membrure supérieure, béton coulé en place et béton préfabriqué, intervient d'une façon sensiblement uniforme.

(1) On a en effet :

$$1 \text{ hectobar} = 10^7 \text{ pascals et } 1 \text{ mm}^2 = 10^{-6} \text{ m}^2. \\ \text{Donc } (1 \text{ hectobar} \times 1 \text{ mm}^2) = 10 \text{ pascals} \times \text{m}^2 = 10 \text{ newtons.}$$

(2) On a en effet :

$$1 \text{ newton} = \frac{1}{g} \text{ kilogramme-force} = 1,02 \times 10^{-1} \text{ kilogrammes-force,} \\ = 1,02 \times 10^{-1} \text{ tonnes-force.}$$

Jusqu'au moment où le béton coulé en place aura atteint une résistance suffisante, les justifications de l'intégrité du béton, demandées par l'article 11, devront alors être fournies pour les points situés dans l'axe de la poutre préfabriquée (points A et B des dessins ci-dessous et centres de gravité). Toutefois, si cet axe ne coïncidait pas avec un axe principal d'inertie, il y aurait lieu de faire le calcul pour les points les plus sollicités.

A partir du moment où le béton coulé en place aura atteint sa résistance, les justifications demandées par l'article 11 devront être fournies pour les points indiqués ci-dessus. De plus, le calcul des contraintes au point le plus sollicité de la section de béton coulé en place et du béton préfabriqué, fait apparaître dans les cas de ce calcul, fait en négligeant le retrait différentiel du béton coulé en place et du béton préfabriqué, fait apparaître dans les cas de charge à vide, avant application des superstructures, de faibles compressions ou, *a fortiori*, des tractions, il ne peut faire aucun doute que, compte tenu en outre du retrait, le béton coulé en place sera en réalité fortement tendu; il sera dès lors indispensable de prévoir une nappe d'armatures longitudinales continue sur chaque face.

Les justifications qui devront être présentées seront alors basées sur les principes suivants :

Chaque effort sera normalement affecté à la section de la poutre mise en jeu au moment de son application, même si ultérieurement cette section change de définition. Ce mode de calcul se justifie en supposant que l'action du fluage qui tend à uniformiser les contraintes des parties successivement exécutées d'une même section est pratiquement annulée par l'action du retrait différentiel entre les bétons d'âges différents.

On admettra donc que les efforts appliqués antérieurement au durcissement du béton coulé en place ne s'exercent que sur la section de la poutre préfabriquée seule et que les efforts appliqués postérieurement s'exercent sur la section entière de la poutre, béton préfabriqué plus béton coulé en place. Il faudra donc faire en chaque point la somme des contraintes ainsi obtenues.

2° Les contraintes qui apparaissent au cours des différentes phases sont alors les suivantes :

*Première phase de la construction :*

Les contraintes qui apparaissent au cours de la première phase sont développées sur la section de la poutre préfabriquée par les efforts dus :

- au poids propre de celle-ci ( $G_1$ );
- à l'action de la première série d'armatures de précontrainte, dont la tension sera prise égale à la tension initiale,  $\sigma_1$ , ( $P_1$ ).

T. P. 65/15 bis. — 6.

*Deuxième phase de la construction :*

Les contraintes qui apparaissent au cours de la deuxième phase sont développées sur la section de la poutre préfabriquée par les efforts dus :

- au poids propre du béton coulé en place ( $G_2$ );
- à l'action des pertes de tension par déformations différées qui ont déjà eu lieu dans la première série d'armatures,  $\Delta^1 \sigma_1$ , ( $\Delta^1 P_1$ ).

*Troisième phase de la construction :*

Il est supposé que le béton coulé en place en deuxième phase a suffisamment durci pour pouvoir être pris en compte dans la section résistante.

Les contraintes qui apparaissent au cours de la troisième phase sont celles développées sur la section entière de la poutre par l'action de la deuxième série d'armatures de précontrainte, dont la tension sera prise égale à la tension initiale,  $\sigma_2$ , ( $P_2$ ).

*Quatrième phase de la construction :*

Les contraintes qui apparaissent au cours de la quatrième phase sont celles dues aux actions suivantes, qui s'exercent sur la section entière de la poutre :

- pertes de tension supplémentaires dans la première série d'armatures,  $\Delta^2 \sigma_1$ , ( $\Delta^2 P_1$ );
- pertes de tension par déformations différées dans la deuxième série d'armatures, ( $\Delta P_2$ );
- superstructures, ( $G_3$ ).

*Action des surcharges (cinquième phase) :*

Les contraintes qui apparaissent sont celles développées par l'action des surcharges sur la section entière de la poutre, homogénéisée comme indiqué à l'article 7, paragraphe 2,2, commentaire \* \*.

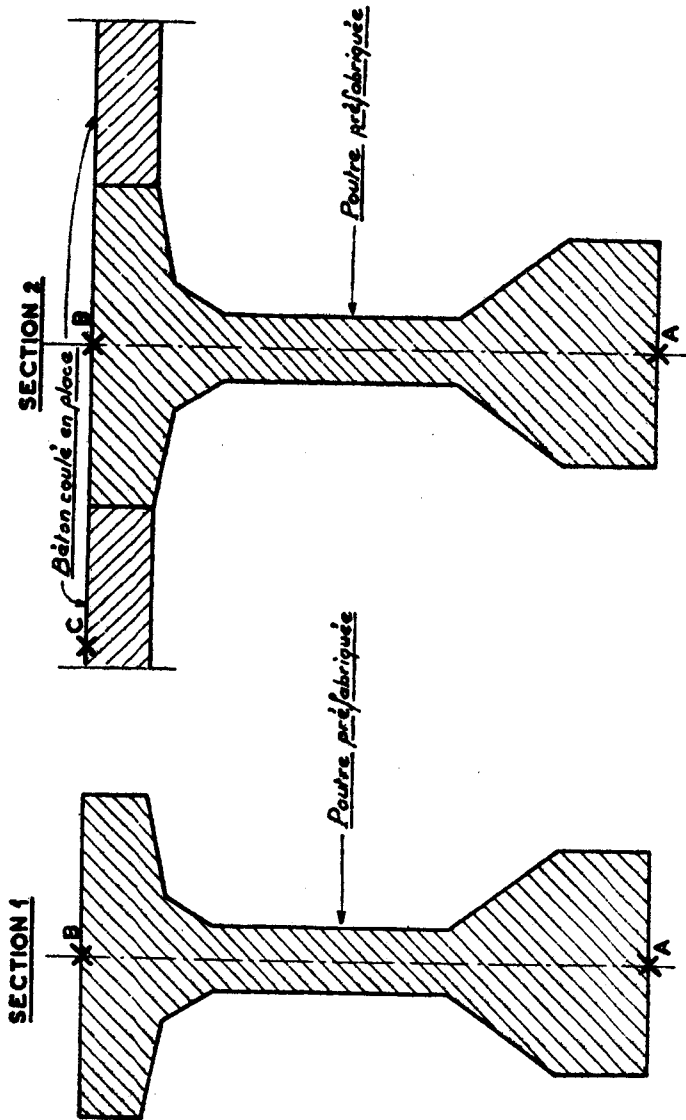
3° Les justifications qui devront être présentées seront ainsi les suivantes :

En chaque point justifié, et à chaque phase, il y aura lieu de faire la somme des contraintes développées au cours de la phase considérée, et de toutes les phases antérieures.

Les contraintes totales calculées dans les 1<sup>re</sup>, 2<sup>e</sup> et 3<sup>e</sup> phases devront satisfaire aux prescriptions de l'article 11 — Résistance du béton — pour les ouvrages en construction.

Les contraintes totales calculées dans les 4<sup>e</sup> et 5<sup>e</sup> phases devront satisfaire aux prescriptions de l'article 11 — Résistance du béton — pour les ouvrages en service.

4° Le schéma suivant indique les sections à prendre en compte et les points où il y a lieu de calculer les contraintes dans chaque section :



Le tableau suivant résume la succession des calculs.

| PHASES  | SECTION 1 | SECTION 2 | TOTAUX partiels. | TOTAUX cumulés. |
|---|-----------|-----------|------------------|-----------------|
| 1   |           |           |                  |                 |
| Poids de la poutre préfabriquée ( $G_1$ ).  | ×         |           |                  |                 |
| Première série d'armatures de précontrainte, dont la tension est égale à la tension initiale $\sigma_1$ ( $P_1$ ).  | ×         |           |                  | ×               |
| 2   |           |           |                  |                 |
| Poids du béton coulé en place ( $G_2$ ).  | ×         |           |                  |                 |
| Première partie des pertes de tension par déformations différées dans la première série d'armatures de précontrainte, $\Delta^1 \sigma_1$ ( $\Delta^1 P_1$ ). | ×         |           | ×                | ×               |
| 3   |           |           |                  |                 |
| Deuxième série d'armatures de précontrainte dont la tension est égale à la tension initiale $\sigma_2$ ( $P_2$ ).   |           | ×         |                  | ×               |
| 4   |           |           |                  |                 |
| Pertes de tension supplémentaires dans la première série d'armatures de précontrainte, $\Delta^2 \sigma_1$ ( $\Delta^2 P_1$ ).                                |           | ×         |                  |                 |
| Pertes de tension par déformations différées dans la deuxième série d'armatures, $\Delta \sigma_2$ ( $\Delta P_2$ ).  |           | ×         |                  |                 |
| Superstructures ( $G_3$ ).  |           | ×         | ×                | ×               |
| 5   |           |           |                  |                 |
| Surcharges ( $P$ ).   |           | × (1)     |                  | ×               |

(1) La section 2 peut être homogénéisée dans ce seul cas de charge, si les conditions indiquées ci-dessus sont satisfaites.

5° Pour la détermination des dimensions des talons des poutres, il arrive fréquemment que la limitation des contraintes à la construction, dont la valeur maximale dans la fibre inférieure du talon est en général atteinte dans la troisième phase, est plus sévère que la limitation des contraintes en service, dont la valeur

maximale dans la même fibre est atteinte dans la quatrième phase. La justification correspondante devra être donnée au stade de l'avant-projet. Toutefois, il sera loisible à ce stade de fournir une justification par une méthode enveloppe plus rapide, par exemple en supposant que toutes les armatures de précontrainte sont tendues en une seule fois et que toutes les charges permanentes, poids propre et superstructures, entrent en jeu simultanément.

Le tableau suivant explicite alors la justification à fournir à cette fin, les symboles ayant la même signification que ci-dessus :

| ACTION            | SECTION 1 | SECTION 2 | TOTAL |
|-------------------|-----------|-----------|-------|
| (G <sub>1</sub> ) | ×         |           |       |
| (P <sub>1</sub> ) | ×         |           |       |
| (G <sub>2</sub> ) | ×         |           |       |
| (P <sub>2</sub> ) |           | ×         |       |
| (G <sub>3</sub> ) |           | ×         | ×     |

ANNEXE II

(annoncée par le commentaire 2\* — i de l'article 9 de l'instruction).

RACCOURCISSEMENTS RELATIFS DE RETRAIT ET DE FLUAGE

D'après les « Recommandations pratiques unifiées pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton armé », rédigées par le C. E. B., 1<sup>re</sup> édition 1964, tome I, n° R. 1,231 et 1,232.

1° Retrait.

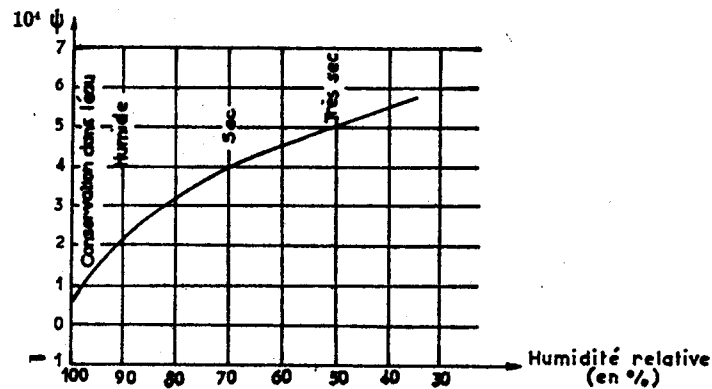
1.1. Le retrait est considéré dans ce qui suit en valeur relative. La valeur du retrait final,  $\epsilon_{\infty}$  peut être exprimée par la formule :

$$\epsilon_{\infty} = \psi \alpha_r \beta_r$$

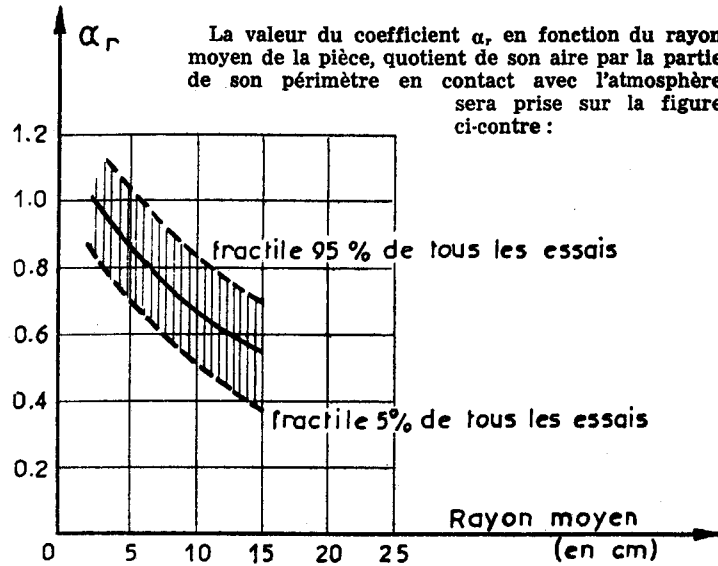
dans laquelle :

- le coefficient  $\psi$  traduit l'influence des conditions climatiques ;
- le coefficient  $\alpha_r$ , celle de la plus petite dimension de la pièce ;
- et le coefficient  $\beta_r$ , celle de la composition du béton.

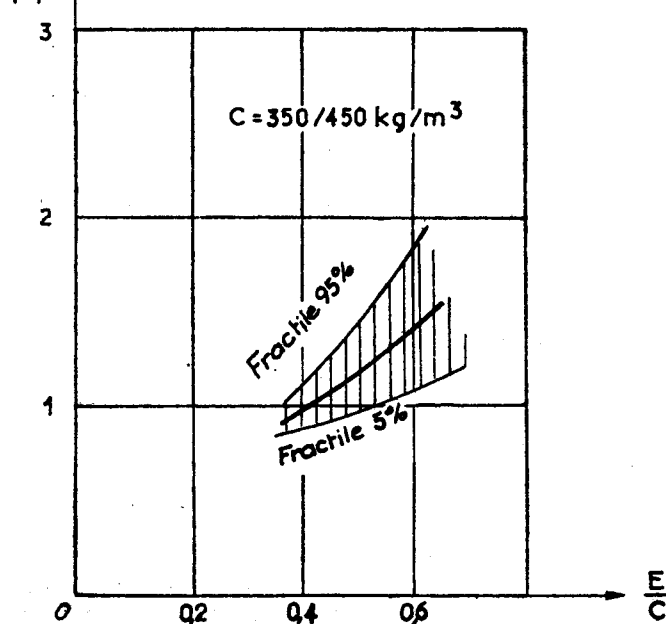
La valeur du coefficient  $\psi$  en fonction de l'humidité relative sera lue sur le diagramme ci-dessous :





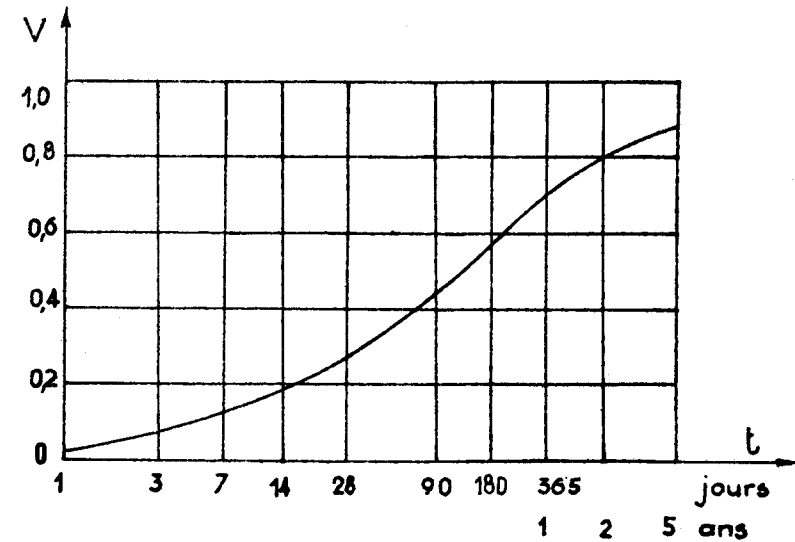


La valeur du coefficient  $\beta_r$ , en fonction des teneurs en eau, E, et en ciment, C, du mètre cube de béton mis en œuvre, sera prise sur la figure ci-dessous :



1.2. Le retrait varie en fonction du temps en cas de conditions climatiques constantes. Un coefficient V exprime l'allure de cette variation. Il est égal au rapport du retrait à l'instant  $t_n$  au retrait final à l'infini.

Ses valeurs sont données par le diagramme ci-dessous :



La partie du retrait acquise dans un intervalle de temps ( $t_1, t_2$ ) quelconque, ressort ainsi à  $Q_{\infty} [V(t_2) - V(t_1)]$ .

## 2° Fluage.

2.1. Dans les conditions de service, la déformation relative due au fluage sera prise égale à :

$$\varepsilon_f = \varepsilon_1 \Phi \zeta V$$

expression dans laquelle :

$\varepsilon_1$  représente la déformation élastique instantanée du béton, calculée avec un module d'élasticité  $E_b$  égal à  $21.000 \sqrt{\sigma_1}$

$\Phi$ , un coefficient de fluage,

$\zeta$ , un coefficient qui traduit l'influence de l'âge du béton au moment de sa mise en charge,

V, la variation de la déformation de fluage en fonction du temps.

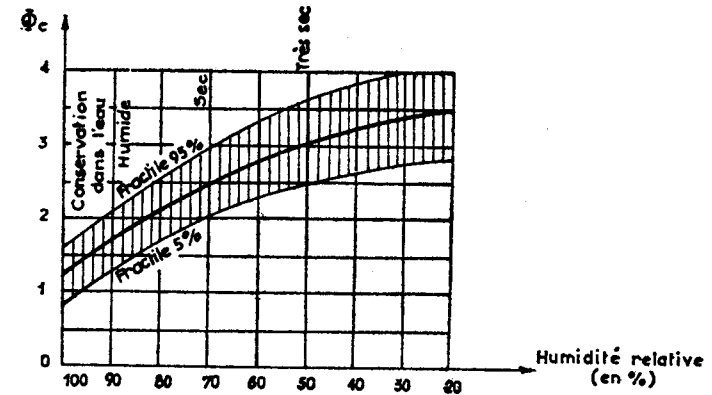
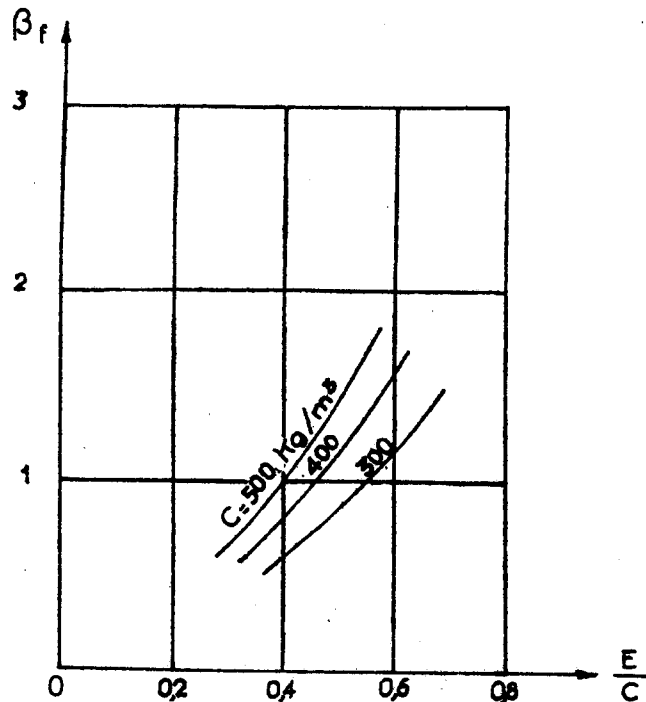
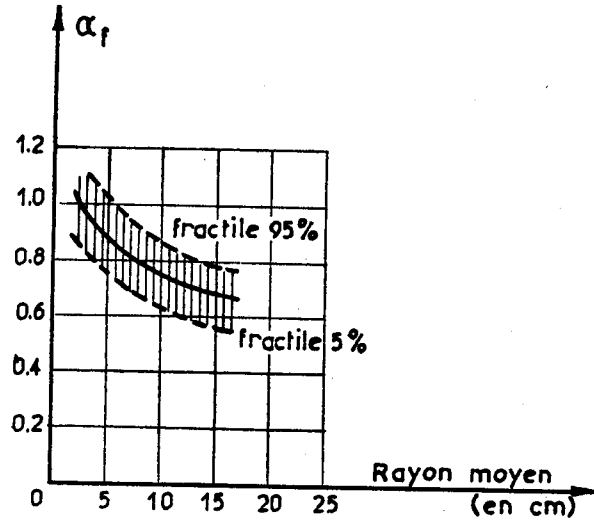
2.2. La valeur du coefficient de fluage,  $\Phi$ , peut être exprimée par la formule :

$$\Phi = \Phi_0 \alpha_r \beta_r$$

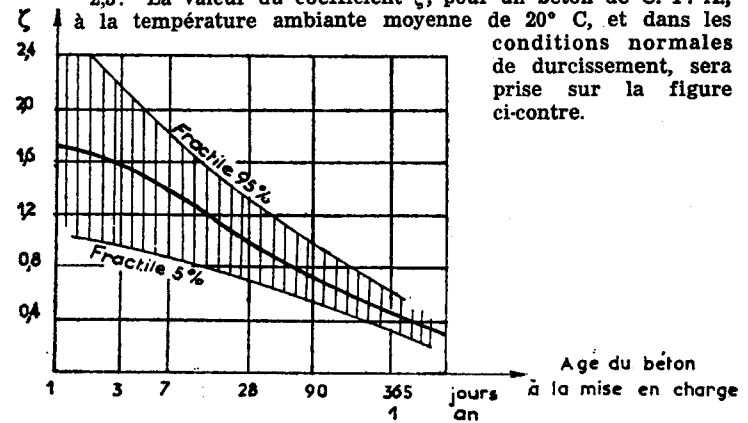
dans laquelle :

- le coefficient  $\Phi_0$  traduit l'influence des conditions climatiques ;
- les coefficients  $\alpha_r$  et  $\beta_r$  sont des coefficients analogues à ceux définis ci-dessus en 1.1.

Les valeurs des trois coefficients seront prises sur les diagrammes ci-dessous :



2.3. La valeur du coefficient  $\zeta$ , pour un béton de C. P. A., à la température ambiante moyenne de 20° C, et dans les conditions normales de durcissement, sera prise sur la figure ci-contre.



Dans le cas de températures différentes de 20° C, on attribuera au béton un âge de mise en charge corrigé donné par la formule suivante :

$$t_r = \frac{\sum [\Delta t (\theta + 10^\circ)]}{30^\circ}$$

dans laquelle :

$t_r$  représente l'âge corrigé de mise en charge exprimé en jours ;  
 $\Delta t$  représente le nombre de jours pendant lesquels le durcissement se fait à la température  $\theta$  du béton.

2.4. Le fluage varie en fonction du temps comme le retrait et on peut utiliser le coefficient  $V$  défini en 1.2 ci-dessus pour exprimer l'allure de cette variation.

De la sorte, la déformation relative de fluage à un instant quelconque  $t_n$ , sous l'influence d'une contrainte appliquée au temps  $t_1$ , sera égale à :

$$\varepsilon_{it_1} \times \Phi \times \zeta_{t_1} \times [V(t_n) - V(t_1)],$$

formule où  $\varepsilon_{it_1}$  est la déformation élastique instantanée du béton sous l'action de la contrainte appliquée au temps  $t_1$ .

### ANNEXE III

(annoncée par le commentaire de l'article 2 et le commentaire 1\* de l'article 22 de l'Instruction).

#### Recommandations pour la rédaction des cahiers des prescriptions spéciales relatifs à l'exécution des ouvrages en béton précontraint.

*Les indications ci-dessous sont données à titre provisoire en attendant l'approbation du fascicule n° 65 bis du C. P. C. relatif à l'exécution des ouvrages en béton précontraint. Elles seront nulles de par cette approbation.*

#### PRINCIPES GÉNÉRAUX

Le principe essentiel à respecter est que l'origine et les diverses caractéristiques des pierrailles et du sable, la nature, la classe et l'origine du ciment, les proportions du mélange de ces éléments, ainsi que la quantité d'eau de gâchage, ne doivent être choisis qu'après étude par une méthode rationnelle et contrôle par essais de résistance.

Il y a en général intérêt à laisser le soin de cette étude à l'entrepreneur. Le C. P. S. devra donc lui imposer la charge de présenter à l'agrément de l'ingénieur des propositions, assorties de justifications, relatives à la composition du béton qu'il estime devoir adopter pour obtenir effectivement les résistances escomptées.

Il en sera de même pour les procédés de précontrainte, les armatures et organes utilisés et les modalités de leur mise en œuvre.

Toutefois, le C. P. S. fixera, dans les conditions indiquées ci-dessous, les limitations convenables à la liberté du choix de l'entrepreneur.

#### QUALITÉS ET PROVENANCE DES MATÉRIEAUX

##### 1. Ciment.

Le ciment normalement utilisé sera du C. P. A. 325, garanti sans chlore.

Le C. P. A. 400, garanti sans chlore, pourra être utilisé, moyennant des précautions d'exécution dues à la plus grande tendance à la fissuration des bétons fabriqués avec lui.

Le ciment livré en vrac devra subir un stockage sur chantier pendant une durée minimale de quinze (15) jours. Toutefois, le délai indiqué pourra être réduit, et le ciment pourra être mis en œuvre dès que l'essai de fissuration à l'anneau effectué sur pâte pure donnera un temps de fissuration supérieur à quinze (15) heures après démoulage.

##### 2. Adjuvants.

Les entraîneurs d'air et plastifiants éventuellement employés devront être agréés par le ministre des travaux publics et des transports.

L'emploi d'adjuvant contenant du chlore est prohibé.

##### 3. Granulats pour béton.

Le C. P. S. devra stipuler sur la propreté minimale des gravillons et sur leur coefficient de forme minimal. La propreté d'un agrégat peut se mesurer à sa teneur en éléments fins.

Le C. P. S. devra spécifier la propreté minimale des sables. Leur équivalent de sable devra être supérieur à 75.

##### 4. Armatures de précontrainte.

###### 4.1. Armatures.

Les fils pour armatures de précontrainte non toronnées seront des fils agréés par le ministre des travaux publics et des transports, en application de la 1<sup>re</sup> section — Fils d'aciers ronds pour armatures de précontrainte non toronnées — du titre II — Aciers pour armatures de précontrainte — du fascicule n° 4 — Aciers et autres métaux — du C. P. C.

Pour les armatures toronnées, les C. P. S. devront stipuler à la fois sur les fils constitutifs des armatures et sur les armatures elles-mêmes. Pour les fils des armatures toronnées, les C. P. S. devront indiquer au minimum tous les caractères garantis énumérés à l'article 2 — Caractères — Garantie — Agrément — de la 1<sup>re</sup> section du titre II du fascicule n° 4 du C. P. C. : contrainte de rupture, contrainte caractéristique de déformation, allongement de rupture, relaxation, nombre de plis alternés, nombre de torsions alternées. Pour les armatures toronnées, on devra prévoir au minimum les caractères mécaniques garantis suivants : contrainte de rupture, contrainte caractéristique de déformation, allongement de rupture, relaxation, tels qu'ils sont définis par la 1<sup>re</sup> section du titre II du fascicule n° 4. Si les armatures toronnées sont formées de plusieurs torons, il devra être stipulé à la fois sur les torons constitutifs de l'armature et sur l'armature elle-même. Pour pouvoir être valablement interprété, un essai de relaxation sur câble toronné ou sur toron devra être poursuivi pendant une durée d'au moins six mois.

###### 4.2. Gaines.

Les gaines de protection des armatures de précontrainte devront être agréées. Elles devront présenter une résistance à l'écrasement suffisante et une étanchéité complète à la laitance de ciment, et être assez souples pour épouser les courbes des tracés prévus.

En pratique, ces conditions imposeront actuellement l'utilisation de gaines métalliques. Toutefois, les gaines en plastique pourront être utilisées pour les monofils.

Les cotes intérieures et d'encombrement des gaines utilisées pour chaque armature de précontrainte devront être précisées. La section minimale du vide intérieur d'une gaine devra être au moins égale à deux fois la section de l'armature de précontrainte qu'elle contient. Le raccordement de deux tronçons successifs devra être

effectué au moyen de manchons de raccordement vissés ou emmanchés, ou par soudure, selon les types de gaine utilisés. Le simple raboutage au moyen de bandes adhésives sera interdit. L'utilisation de bandes adhésives sera permise pour assurer l'étanchéité au droit de raccordements de gaines par vissage ou emmanchement.

Tout élément de gaine rouillé ou déformé sera refusé.

4.3. Dispositifs d'ancrage.

Le type et la provenance des dispositifs d'ancrage devront être agréés.

4.4. Lubrifiant pour câbles.

Le lubrifiant éventuellement ajouté pour faciliter le glissement des câbles à fils parallèles dans leur gaine au moment de la mise en tension sera une huile soluble anticorrosive.

4.5. Stockage des armatures et gaines.

La durée et les conditions de stockage des armatures et des gaines devront être soumises à l'agrément de l'ingénieur. Ces conditions devront comporter au minimum le stockage sur un plancher à l'abri de la pluie, cet abri pouvant être constitué par une bâche. De plus, pour les armatures, on pourra exiger, selon les circonstances, une protection par une matière spéciale, par exemple huile soluble anticorrosive pour les fils ou torons isolés, éventuellement renouvelée à intervalles déterminés, ainsi que le stockage dans un endroit simplement couvert ou complètement fermé.

MODE D'EXÉCUTION DES TRAVAUX

1. Composition et fabrication du béton.

D'une façon générale, restent applicables à l'exécution du béton précontraint les prescriptions du C. P. C. relatives à l'exécution du béton armé, notamment celles des articles 104 et 105. Mention expresse devra être faite au C. P. S. des dérogations apportées à ces prescriptions.

Le béton pour béton précontraint sera du béton exceptionnel, au sens de l'article 104, paragraphe a, 2, du C. P. C., sauf exception justifiée.

Le C. P. S. devra, sauf exception, imposer le dosage du ciment. Ce dernier peut être ordinairement fixé pour les parties courantes des ouvrages à 400 kilogrammes par mètre cube de béton en œuvre. Le bétonnage de certaines parties d'ouvrages (parties localement frettées, joints, etc.) peut entraîner des augmentations du dosage qui devront être étudiées et justifiées en corrélation avec les modifications à apporter aux caractéristiques des gravillons et du sable et à leurs proportions.

Au cas où un adjuvant serait utilisé dans la fabrication du béton, pour faciliter sa mise en place dans des parties fortement ferrallées, la mise en œuvre de l'adjuvant devra être telle qu'on soit garanti contre toute concentration anormale. A cette fin, le mélange de l'adjuvant avec l'eau de gâchage devra avoir lieu dans le résér-

voir d'eau, qui sera muni d'un dispositif autonome de brassage suffisamment puissant et en mouvement permanent (1). L'emploi d'un adjuvant n'autorisera pas à diminuer le dosage en ciment.

Les dispositions prises en cas de bétonnage par temps froid devront être agréées par l'ingénieur. On pourra prévoir le chauffage de l'eau, si la température ne descend pas en dessous de 0°, celui de l'eau et des granulats, si la température est comprise entre 0° et - 5°, ainsi que le calorifugeage des coffrages et des faces non coffrées du béton.

2. Mise en œuvre de la précontrainte.

2.1. Façonnage des armatures.

Les fils pliés seront rejetés; il sera interdit de les redresser.

Si l'entrepreneur utilise pour la coupe des armatures des machines à tronçonner à la meule, celles-ci ne devront provoquer aucune déformation, ni bavure. Dans le cas d'emploi du chalumeau pour le même usage, la partie d'acier altérée par l'opération d'oxycoupage ne devra pas dépasser 5 mm de part et d'autre de la coupure.

Dans le cas d'armatures ancrées par frottement, qui auraient été enduites d'un lubrifiant, la partie extrême des câbles devra être dégraissée sur une longueur suffisante.

2.2. Mise en place des armatures de précontrainte.

L'emploi de gaines devra être exigé pour les armatures de précontrainte, destinées à être tendues par traction sur le béton durci, qui seraient mises en place dans les moules avant bétonnage.

Un blindage métallique devra être exigé dans les parties courbes de faible rayon.

Lorsque le poids des gaines sera insuffisant pour les empêcher de flotter dans le béton liquéfié par la vibration, celles-ci seront préalablement lestées ou fixées.

Le C. P. S. fixera la tolérance maximale avec laquelle les câbles devront occuper la position prévue au projet, en fonction du rôle et de l'emplacement des câbles, ainsi que des conséquences d'une imprécision d'implantation. A titre d'exemple, dans le cas d'une poutre haute, les tolérances admises pourront être de 2 à 3 cm, alors que dans un pont-dalle, on pourra être amené à exiger une précision de 0,5 cm.

(1) A ce sujet, il est rappelé que l'instruction relative à l'agrément de certains adjuvants à mettre en œuvre pour la confection des mortiers et des bétons (Annexe I à la circulaire n° 56 du 16 mai 1961) précise ce qui suit :

« La mise en œuvre (des adjuvants) doit être suivie par du personnel compétent (1).

(1) « Il est plus facile de réaliser ces conditions sur un chantier important bénéficiant d'un équipement matériel puissant et solidement encadré par des techniciens de l'administration et des techniciens de l'entreprise.

« Les adjuvants peuvent, certes, s'utiliser sur des chantiers d'ampleur et de durée limitée; mais la vigilance des ingénieurs doit s'efforcer alors de suppléer aux lacunes d'une organisation moins poussée. »

A leurs extrémités les câbles devront être parfaitement rectilignes et leurs axes devront coïncider avec ceux des corps d'ancrage.

Toutes précautions devront être prises pour empêcher toute entrée d'eau dans les câbles, notamment par les encoches de sortie des câbles relevés en travée. Au cas où la température descendrait au-dessous de + 5°, il conviendra de souffler quotidiennement de l'air comprimé à l'intérieur des gaines, de façon à en chasser l'eau qui aurait pu s'y introduire ou s'y condenser.

Avant tout bétonnage, l'entrepreneur prévendra l'agent de l'administration chargé de la surveillance pour lui permettre de vérifier le nombre, la position et le tracé des câbles, la solidité de leurs attaches et l'étanchéité de leurs gaines. Il est précisé à cet égard que toute gaine dont le mauvais état (déformation, déchirement) sera constaté à cette occasion devra être immédiatement remplacée.

### 2.3. Coupe des fils et cachetage des ancrages.

Après mise en tension, les armatures de précontrainte seront éventuellement coupées à la longueur convenable et repliées, suivant le procédé de précontrainte utilisé.

On exécutera ensuite un cachetage au mortier, tout en réservant un trou pour le logement de la lance d'injection. La surface sur laquelle est appliqué le mortier de cachetage devra avoir été préalablement repiquée.

Le mortier pour cachetage des extrémités de câbles de précontrainte sera dosé à 600 kg de ciment Portland C. P. A. 325 par m<sup>3</sup> de mortier mis en œuvre. Il ne devra contenir aucun produit susceptible d'attaquer l'acier; il devra notamment être exempt de chlorure de calcium et de laitier, ou de générateurs d'hydrogène, tels que la poudre d'aluminium.

### 2.4. Injection des câbles.

L'injection des câbles ne pourra avoir lieu qu'après accord de l'ingénieur et en présence d'un contrôleur de l'administration.

La composition et la fabrication du mortier d'injection et le système de pompe devront être agréés par l'ingénieur.

Le mortier sera dosé au minimum à 250 kg de ciment Portland C. P. A. 325 pour 100 litres de sable. Il ne devra contenir aucun produit susceptible d'attaquer l'acier; il devra notamment être exempt de chlorure de calcium et de laitier, ou de générateurs d'hydrogène, tels que la poudre d'aluminium. La fabrication du mortier sera faite immédiatement avant l'emploi avec un malaxeur mécanique à rotation rapide, et le mortier sera malaxé de façon continue pendant toute la durée de l'injection.

Le système de pompe devra comporter un dispositif de limitation de pression.

Des événements seront éventuellement prévus aux points hauts et bas des câbles, suivant la longueur de ceux-ci et l'importance des dénivellations que présente leur tracé.

Dans la mesure du possible, l'injection devra être effectuée à partir de l'extrémité la plus basse.

Avant introduction du mortier dans les gaines, on procédera à une chasse d'eau sous pression pour laver et humidifier les câbles et l'intérieur des gaines, puis à un balayage de cette eau au moyen d'air comprimé.

Au cours de l'opération d'injection, la progression du mortier dans les vides existant dans la gaine devra être régulière et continue. On laissera sortir une quantité suffisante de mortier par l'extrémité opposée, jusqu'à ce qu'apparaisse un écoulement régulier de mortier non dilué. On obturera cette extrémité, puis on élèvera la pression jusqu'à atteindre 5 bars, et on maintiendra cette pression pendant 5 minutes. On obturera ensuite l'extrémité où est placée la lance d'injection sans que la pression puisse diminuer sensiblement pour cela.

Pendant les opérations d'injection, les événements ne devront pas être bouchés par du mortier durci et devront résister aux efforts mécaniques.

L'injection ne sera pas entreprise si la température est inférieure à + 5° ou si elle risque de descendre en dessous de cette valeur pendant les 48 heures qui suivront. Dans le cas d'un abaissement rapide et imprévu de température, il y aura lieu éventuellement de chauffer les zones injectées, afin que la température du mortier d'injection ne descende pas en-dessous de + 5° pendant les 48 heures qui suivent sa mise en œuvre.