

BULLETIN OFFICIEL
du Ministère
de l'Aménagement du Territoire,
de l'Équipement,
du Logement et du Tourisme
et du
Ministère des Transports
(Direction des transports terrestres)

FASCICULE SPÉCIAL N° 73-64 BIS
(Rectificatif inclus)

CIRCULAIRE N° 73-153 DU 13 AOÛT 1973
relative à l'emploi du béton précontraint
dans les ouvrages relevant
du Ministère de l'Aménagement du Territoire,
de l'Équipement, du Logement et du Tourisme.

Texte n° 801

MINISTÈRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE
DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT
ET DU TOURISME

Direction du bâtiment et des travaux publics
et de la conjoncture

136-0
non parue au J.O.
801(73-64 bis)

CIRCULAIRE N° 73-153 DU 13 AOÛT 1973

portant approbation d'une instruction provisoire
n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint
dans les ouvrages relevant du Ministère de
l'Aménagement du Territoire, de l'Équipement,
du Logement et du Tourisme.

RÉFÉRENCES :

Circulaire n° 44 du 12 août 1965 portant approbation d'une instruction provisoire relative à l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages dépendant du ministère des travaux publics et des transports (1).

Circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971 transmettant une instruction provisoire sur les « Directives communes relatives au calcul des constructions » (2).

Fascicule n° 61 titre II « Programme de charges et épreuves des ponts routiers » du cahier des prescriptions communes applicables aux marchés de travaux publics relevant des services de l'équipement (C.P.C.) (3).

Fascicule n° 61 titre VI « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé » du C.P.C. (4).

PIÈCES ANNEXÉES :

- A. Règles transitoires relatives aux charges climatiques.
- B. Règles transitoires relatives aux conditions auxquelles un béton peut être considéré comme ayant la résistance exigée.
- C. Instruction provisoire n° 2 sur l'emploi du béton précontraint dans les ouvrages relevant du ministère de l'aménagement du territoire, de l'équipement, du logement et du tourisme (texte, commentaires et annexes I, II, III, IV..., VIII).

(1) Fascicule spécial n° 65-15 bis du bulletin des textes officiels intéressant les travaux publics et les transports.

(2) Fascicule spécial n° 71-100 bis du Bulletin officiel du ministère de l'équipement et du logement (B.O.M.E.L.).

(3) Fascicule spécial n° 72-21 bis du B.O.M.E.L.

(4) Fascicule spécial n° 70-93 bis du B.O.M.E.L.

LE MINISTRE DE L'AMÉNAGEMENT DU TERRITOIRE, DE L'ÉQUIPEMENT, DU LOGEMENT ET DU TOURISME,

- à MM. les directeurs et chefs de service à l'Administration centrale,
- MM. les ingénieurs généraux chargés d'une circonscription d'inspection générale;
- MM. les chefs des services régionaux de l'Équipement (sous couvert de MM. les préfets de région);
- MM. les directeurs départementaux de l'Équipement (sous couvert de MM. les préfets);
- MM. les chefs des services maritimes à Lorient et à Rochefort;
- MM. les chefs des services de navigation;
- MM. les ingénieurs en chef, chargés des services spéciaux des bases aériennes de la Gironde et des Bouches-du-Rhône;
- MM. les directeurs des ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes-Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg et Paris;
- MM. les directeurs des services techniques centraux;
- M. le chef du service des travaux immobiliers aéronautiques de la région parisienne à Paris;
- MM. les chefs de service à l'aviation civile à Djibouti, Moroni, Nouméa et Papeete.

I

SOMMAIRE

Pour tenir compte de l'évolution des idées en matière de sécurité des ouvrages, il a paru nécessaire d'établir un règlement de calcul suivant les méthodes dites « aux états-limites ».

Les difficultés du travail ont conduit à le limiter, pour le moment, à une instruction provisoire n° 2 sur l'emploi du béton précontraint annexée à la présente circulaire, l'instruction provisoire annexée à la circulaire n° 44 du 12 août 1965 prenant, de ce fait, le nom d'instruction provisoire n° 1 sur l'emploi du béton précontraint.

Les principes sur lesquels sont fondées les méthodes de justification aux états-limites sont exposés dans les indications générales ci-après.

Les principales innovations de l'instruction provisoire n° 2 par rapport à l'instruction provisoire n° 1 sont signalées en III.

Les conditions d'application de l'instruction provisoire n° 2 sont données en IV et dans une annexe A à la présente circulaire, à caractère transitoire et portant sur les charges climatiques.

Enfin, l'instruction n° 2 étant basée sur une nouvelle définition de la résistance du béton (résistance caractéristique), une annexe B à la présente circulaire précise à titre transitoire la manière dont, en cas d'usage de l'instruction n° 2, pour les calculs, les essais de béton doivent être conduits et interprétés pour que l'on soit assuré d'obtenir sur chantier les résistances prises en compte dans les calculs.

II

INDICATIONS GÉNÉRALES

L'instruction provisoire n° 2 ci-annexée établit une nouvelle réglementation relative à la conception et au calcul des constructions en béton précontraint en vue de tenir compte des nouvelles conceptions admises sur le plan international en matière de sécurité — application des méthodes dites des « états-limites » — et de compléter les dispositions réglementaires anciennes sur un certain nombre de points.

Elle applique les principes de l'instruction provisoire « Directives communes relatives au calcul des constructions », annexée à la circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971.

Ces principes sont les suivants :

- définir les phénomènes que l'on veut éviter;
- estimer la gravité des risques liés à ces phénomènes;
- en déduire les dispositions pour que la probabilité de chacun de ces phénomènes soit ramenée à une valeur assez faible pour être acceptée en fonction de cette estimation (1).

Pour n'avoir pas été formellement exprimées, ces préoccupations étaient certes sous-jacentes dans les règles antérieures et s'y manifestaient dans certains nuancements. Mais le calcul classique aux contraintes admissibles, même compte tenu des dispositions de l'article 14 de la circulaire du 12 avril 1965, n'y satisfait que très imparfaitement car il ne procède pas d'une analyse de ce qui ne doit pas être dépassé (déformations unitaires, ouvertures des fissures, déformations d'ensemble) en fonction de certains critères (durabilité, corrosion des armatures, intégrité, stabilité) ni de ce qui se passe effectivement quand on arrive à cette limite (distribution des contraintes, micro-fissuration, adhérence, etc.) et par suite ne permet pas toujours une évaluation logique et correcte du risque qu'en fonction de chacun de ces critères il est possible d'accepter.

En particulier, le calcul classique aux contraintes admissibles ne permet pas de tenir compte du comportement non linéaire des structures. De plus il arrive fréquemment, lorsque les contraintes résultent de différences entre plusieurs actions, que le calcul des contraintes sous les charges d'utilisation assure des valeurs inférieures aux contraintes admissibles alors qu'il suffirait d'une faible majoration de certaines actions pour entraîner la ruine de l'élément ou de l'ouvrage.

(1) Pour l'application pratique de cette notion de probabilité, se reporter au § IV plus loin.

Le calcul aux états-limites, au contraire, permet de satisfaire aux principes ci-dessus, théoriquement avec fidélité, pratiquement avec une approximation raisonnable.

Dans ce calcul, en effet, les phénomènes que l'on veut éviter sont des événements de la structure définis par des limites de déplacement absolu ou relatif des sections de celle-ci (à rupture, fissuration fine ou non, allongement nul).

Ces événements sont dits états-limites lorsqu'une condition requise de cette structure pour remplir son objet est strictement satisfaite, et cesse de l'être en cas d'accroissement de certaines composantes des éléments de réaction du torseur des sollicitations.

Les états-limites sont classés en deux catégories :

- les états-limites *ultimes* pour lesquels est atteinte la valeur maximale de la capacité portante. Si ces états limites devaient être atteints effectivement dans la vie de la structure, il y aurait lieu, vu l'importance des déformations correspondantes, de procéder à un examen afin de reconnaître si le fait qu'une partie de la structure a atteint son état-limite entraînera la ruine de toute la structure, ou si celle-ci peut encore être utilisée moyennant certains renforcements;
- les états-limites *d'utilisation* qui ont pour objet d'assurer d'une manière durable le bon comportement de l'ouvrage sous les sollicitations mécaniques ou hygrothermiques naturelles ou résultant de l'utilisation, par exemple, les plus défavorables qu'il aura de grandes chances d'avoir à supporter au cours de son existence. Ce sont les états-limites dont l'occurrence est la plus probable, ce sont aussi, le plus souvent, les plus déterminants dans le cas du béton précontraint, pour l'économie des projets.

Les dispositions contenues dans les instructions sur la conception et le calcul des ouvrages ont pour but d'estimer les probabilités des événements et de les limiter à des valeurs acceptables.

L'introduction de véritables calculs probabilistes, c'est-à-dire basés sur une fonction de répartition de l'élément étudié, est donc, en principe, le moyen d'étude le plus correct, et il serait souhaitable d'y recourir de préférence.

Cependant, dans la grande majorité des cas, le milieu n'est pas « probabilisable », mais incertain, soit que cette incertitude soit intrinsèque, soit qu'elle résulte de la distorsion entre la faible probabilité exigée et le nombre restreint de résultats statistiques pratiquement utilisables. Par suite nous devons souvent raisonner aussi en fonction de critères qui permettent de définir des valeurs raisonnables.

Ces critères dont l'énoncé procède essentiellement de constatations expérimentales, prennent cependant en compte d'autres considérations, en particulier des considérations économiques. Ces dernières sont particulièrement importantes dans le choix des états-limites d'utilisation.

La gravité du risque est évaluée pour chaque état limite (1).

(1) Il serait même en principe souhaitable de moduler la probabilité selon le rôle de la pièce étudiée dans la construction dont elle fait partie : par exemple la défaillance d'un poteau a généralement des conséquences plus graves que celle d'une poutre et a fortiori qu'un hourdis. Cependant les connaissances actuelles ne sont pas suffisantes pour permettre de mettre au point de façon générale une telle modulation. Il reste cependant possible aux maîtres d'ouvrages de prescrire certains renforcements dans ce but.

La théorie semi-probabiliste se caractérise par la nature des choix à effectuer, à savoir :

1. Choix des combinaisons d'actions à envisager.

En général, une construction peut être soumise, en plus de son poids propre, à plusieurs actions simultanées. Pour limiter le nombre des combinaisons à étudier, l'Instruction du 13 décembre 1971 indique les simplifications à effectuer. Elle distingue notamment deux valeurs caractéristiques des actions variables :

— une valeur caractéristique de courte durée, qui correspond à une faible probabilité d'être dépassée, dans le sens défavorable, une fois au cours de la durée de référence;

— une valeur caractéristique de longue durée, déterminée de manière que sa probabilité de simultanéité avec la valeur de courte durée d'une autre action ne soit pas négligeable; pratiquement, cette valeur correspond à une faible probabilité d'être atteinte ou dépassée, dans le sens défavorable, fréquemment ou en permanence pendant une fraction assez longue de la durée de référence.

Dans les diverses combinaisons successivement essayées, chacune des actions variables est prise en compte avec sa valeur caractéristique « de courte durée »; les autres actions, susceptibles d'intervenir en même temps, sont prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques « de longue durée ».

Les combinaisons à étudier sont alors essentiellement les combinaisons « fondamentales » comprenant soit une seule action de courte durée combinée avec des actions de longue durée, soit des actions de longue durée seules.

On admet que les combinaisons fondamentales, dans lesquelles interviennent successivement les différentes actions « de courte durée » à prendre en compte, couvrent pratiquement la plupart des combinaisons à envisager pour les constructions courantes. Cependant, dans un nombre limité de cas, il y a lieu de considérer également des combinaisons « supplémentaires » (comportant deux ou exceptionnellement plus de deux actions de courte durée combinées avec des actions de longue durée) et des combinaisons « accidentelles » (comportant une action accidentelle, provenant de phénomènes se produisant très rarement à l'égard d'une construction déterminée).

2. Choix des coefficients K de la fonction discriminante des matériaux et des actions (coefficients par lesquels multiplier l'écart type dans les formules $M \pm K \delta$ où interviennent la moyenne M et l'écart type δ) déterminant leurs valeurs caractéristiques.

3. Définition et choix des états-limites.

4. Choix, en fonction de l'état-limite étudié, du modèle définissant la correspondance entre l'ensemble des états de contrainte σ et l'ensemble des états de déformation ponctuelle Δ .

En effet, la théorie générale des structures composées de poutres fait intervenir quatre espaces vectoriels constitués par :

- l'ensemble des états de sollicitations : S;
- l'ensemble des états de déplacement : D;
- l'ensemble des états de contrainte : σ ;
- l'ensemble des états de déformation ponctuelle : Δ .

Les hypothèses de la résistance des matériaux permettent d'établir une correspondance entre S et σ ; une autre entre D et Δ .

Les quatre espaces vectoriels S, σ , D et Δ seraient donc mis en correspondance les uns avec les autres si l'on se donnait la relation liant, par exemple, les espaces σ et Δ .

En milieu élastique, la correspondance entre σ et Δ est représentée par une application linéaire de chacun de ces deux espaces dans l'autre. Mais pour le béton, la correspondance est beaucoup plus complexe, dépendant à la fois de la nature des actions et sollicitations et de la nature du matériau; en sorte que pratiquement, lorsque les modèles du type élastique ou à répartition linéaire ne sont plus suffisants, on recourt pour la définir à trois autres modèles principaux prenant en considération les seules contraintes normales : le modèle parabole rectangle, le modèle élastoplastique parfait, et le modèle plastique parfait.

Ces modèles procèdent tous d'une simplification de la réalité. De plus les calculs ne prennent pas en compte toute une série de contraintes provenant de gradients divers, en particulier de température et de retrait.

En ce qui concerne le béton, le modèle parabole rectangle peut seul rendre compte des états-limites ultimes ou de grandes déformations; le modèle élastique peut être utilisé pour ceux dont la déformation est faible, et le modèle élastoplastique pour des déformations qui quoique faibles dépassent la limite de retour à une déformation nulle après suppression des charges : le modèle plastique parfait est rarement utilisé. Ces deux derniers modèles conviennent en particulier à l'étude des phénomènes d'adaptation.

5. Ces choix étant effectués, on admet que la sécurité est assurée en procédant de la façon suivante :

Le torseur des sollicitations est déterminé pour chaque combinaison d'actions à partir des valeurs caractéristiques de celles-ci en le majorant à divers stades de son calcul par des scalaires de la famille γ_g (une première majoration, par des scalaires γ_Q , est appliquée aux actions; une seconde, par un scalaire γ_{S_0} , est appliquée à l'ensemble des composantes du torseur); ces majorations sont réparties de manière à rester valables pour tout comportement linéaire ou non linéaire du matériau. La correspondance entre Δ et σ est modifiée, dans le sens de la sécurité, au moyen de scalaires de la famille γ_m ; cela équivaut à faire une transformation affine du graphe de cette correspondance.

Les effets sur D résultant de la correspondance entre D et Δ de chaque torseur sollicitant ainsi majoré devront rester dans la limite fixée pour le déplacement.

Les scalaires évoqués ci-dessus sont différents suivant la nature et la valeur caractéristique (de courte ou de longue durée) des actions considérées, suivant le processus par lequel les sollicitations provoquent l'état-limite (avec ou sans renversement d'effort), et suivant l'état-limite et la nature du matériau (béton de granulats ordinaires ou de granulats légers); bien entendu ils diffèrent entre le béton et l'acier.

6. Enfin il ne faut jamais perdre de vue, au moins qualitativement, les incertitudes résultant des conséquences des simplifications acceptées dans les hypothèses de base, en particulier la non-considération des gradients thermiques et de retrait qui sont mal couverts par les γ .

Ces conditions sont importantes pour déterminer les précautions à prendre dans le cas du béton en traction.

La présente circulaire définit les conditions dans lesquelles doivent s'exercer ces choix ainsi que le degré de liberté laissé éventuellement au projeteur pour ce faire.

Les états-limites ultimes sont communs à tous les genres de précontrainte, donc obligatoires et déterminés : ce sont les états-limites d'équilibre statique, les états limites de résistance et les états limites de stabilité de forme.

Pour le second et le troisième de ces états-limites, le modèle employé pour le béton est le modèle expérimental (parabole rectangle) pour lequel d'ailleurs un modèle simplifié équivalent est autorisé. C'est essentiellement par rapport au second que doivent être apportés certains renforcements ayant pour objet d'assurer la durabilité (justification vis-à-vis des états-limites d'utilisation).

Les états-limites d'utilisation relatifs à la durabilité sont variables suivant le genre de précontrainte.

Les vérifications à pratiquer dans ces états-limites dépendent de la probabilité de la fissuration du béton tendu, d'une part, du risque qu'a une fissure éventuelle d'atteindre les armatures de précontrainte, d'autre part, et enfin du danger que cette fissure ferait courir à ces armatures.

Suivant l'importance plus ou moins grande du risque accepté pour les conditions de durabilité trois genres de vérifications sont prévus : I, II et III, les genres II et III étant eux-mêmes décomposés en sous-genres II_a, II_b, III_a, III_b.

Le premier genre correspond à la plus grande probabilité de ne pas avoir de fissurations. Le deuxième genre poursuit le même objectif, mais avec un degré de probabilité moindre. Le troisième genre accepte la fissuration, mais avec des limitations surtout dans la section d'enrobage des armatures de précontrainte.

En choisissant l'état de fissuration et la valeur de la section d'enrobage, le projeteur peut limiter ainsi la largeur et la profondeur des fissures qu'il estime pouvoir admettre.

Le cahier des prescriptions spéciales (C.P.S.) choisit et précise les états-limites d'utilisation. Il peut même imposer de procéder dans la même section à des vérifications de genres différents, par exemple de vérifier les sections d'un plancher-terrasse, ou d'un réservoir, suivant le genre I, pour les moments qui tendent à décompresser le parement le plus exposé, et suivant le genre II pour les moments de signe inverse.

Dans ces conditions et suivant l'importance attachée au risque de fissuration pour la bonne tenue de l'ouvrage, on distingue l'état-limite de décompression, l'état-limite d'allongement ou de formation de fissures, et un état-limite d'ouverture des fissures. Enfin pour certains ouvrages dans lesquels il convient de limiter les déformations, il est prévu un état-limite de déformation. Dans ces états-limites la répartition des contraintes dans le béton est supposée linéaire après comme avant fissuration, la résistance à la traction étant en outre supposée nulle après fissuration dans toute la zone soumise à l'allongement. Le modèle employé est le modèle élastique, l'approximation obtenue ainsi étant suffisante.

Il serait d'ailleurs difficile en l'état actuel de nos connaissances de prendre en considération un modèle plus ou moins plastique de traction dans le béton. Ce matériau est un matériau fragile et toute fissure amorcée par traction se propage immédiatement dans la partie tendue Pour tenir compte à la fois de

cette fragilité et des effets des gradients thermiques et de retrait, il est prévu une proportion suffisante d'armatures passives assurant une microfissuration bien répartie et donc sans inconvénient sur la durabilité de l'ouvrage. Il sera ainsi possible à la lumière des expériences futures d'envisager un autre modèle de genre élastoplastique pour ces états-limites d'utilisation.

Les autres états-limites d'utilisation ne font pas l'objet de règles dans l'instruction. Ils doivent être fixés en fonction des conditions particulières à l'ouvrage et des méthodes existant à leur sujet.

Par ailleurs, l'instruction définit les règles particulières à appliquer dans le cas de « prétenion », c'est-à-dire d'emploi d'armatures de précontrainte tendues sur banc avant bétonnage. L'absence de prescriptions en cette matière gêne le développement de cette technique dont l'intérêt économique est important car elle permet de résoudre facilement des problèmes que pose la préfabrication d'éléments précontraints.

En outre un chapitre a été consacré aux zones d'about ou d'application de la précontrainte qui sont particulièrement délicates.

Enfin, à la différence de l'instruction 44 du 12 août 1965, le champ d'application de l'instruction n° 2 s'étend non seulement aux ponts, mais aux ouvrages de génie civil et aux bâtiments (1).

Les innovations introduites par l'instruction sont donc *très importantes et très nombreuses*. Il en résulte :

- d'une part, que le document, malgré les tests auxquels il a été soumis, peut contenir certaines imperfections de détail qui n'apparaîtront qu'à l'usage;
- d'autre part, que son utilisation nécessite un recyclage approfondi des projeteurs qui auront à l'appliquer.

Dans ces conditions, et pour ménager en outre les transitions nécessaires à la refonte des aides au calcul (abaques et calcul automatique) :

— l'instruction ne sera en un premier stade publiée que comme projet de réglementation et non pas comme titre VII du fascicule n° 61 du C.P.C.;

— pendant ce premier stade l'instruction provisoire jointe à la circulaire n° 44 du 12 août 1965 ne sera pas abrogée et restera applicable en règle générale (moyennant quelques modifications qui seront définies par une circulaire séparée);

— néanmoins pendant ce premier stade le projet de réglementation pourra être utilisé pour un certain nombre de constructions, mais de façon progressive et sous certaines conditions définies dans la présente circulaire.

On se reportera aux indications jointes aux « Directives communes relatives au calcul des constructions » pour ce qui concerne les définitions et détails des théories probabilistes et des états-limites.

(1) Il paraît souhaitable que les règles de l'instruction n° 2 soient appliquées aux constructions privées. Cette application sera recommandée par un document technique unifié (D.T.U.).

III

PRINCIPALES INNOVATIONS

III.1. La nouvelle instruction se réfère à la « résistance caractéristique » du béton, notion nouvelle substantiellement différente de la résistance moyenne ou de la résistance nominale résultant de textes antérieurs, et qu'il importe de ne confondre ni avec l'une ni avec l'autre (art. 4 et 50), car elle est en général nettement plus faible que l'une et que l'autre (de 10 à 30 % par rapport à la première et de 15 % au plus par rapport à la seconde).

III.2. Les aciers sont définis, du point de vue résistance, non par une seule valeur, mais par des diagrammes (art. 9 et 10 et annexe II).

III.3. Le calcul des pertes de précontrainte est modifié sur nombre de points (art. 6, 9, 11 et 12).

La tension à l'origine des armatures de précontrainte est abaissée (art. 12-1) par rapport à l'instruction provisoire de 1965 en raison, notamment, de la nouvelle définition des caractéristiques mécaniques par le fascicule n° 4, titre II, du C.P.C., en date du 5 mars 1971.

La prise en compte des actions dues à la précontrainte est effectuée en considérant la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques de celle-ci (art. 12-4 et 34-2). Cette « fourchette » de la précontrainte correspond à l'incertitude qui règne, dans un ouvrage, sur la valeur de la précontrainte; ou encore à sa fluctuation possible d'un chantier à un autre qui réaliserait des ouvrages identiques.

III.4. Les charges permanentes sont également prises en compte par leurs valeurs caractéristiques (art. 10), conformément aux « Directives communes ». Il y a là une différence importante par rapport aux anciennes méthodes, qui étaient basées sur la valeur probable des charges permanentes, assorties d'une légère somme à valoir. Cette différence est liée aux coefficients de sécurité adoptés et ne saurait donc être négligée.

Il s'agit de tenir compte dans les calculs, par l'intermédiaire des valeurs caractéristiques, de toutes incertitudes ou variations de charges permanentes prévisibles à long terme. La prévision doit résulter d'une appréciation réaliste et envisager notamment des remaniements ultérieurs des superstructures portées (dues par exemple, dans le cas de bâtiments, à des changements de destination des locaux; et, dans le cas de ponts, à des variations d'épaisseurs de chaussée et des canalisations portées); les valeurs caractéristiques doivent tenir compte des modifications susceptibles d'intervenir dans un sens aussi bien que dans l'autre.

Seules les variations anormales ou imprévisibles doivent être couvertes par les coefficients γ_{QL1} et γ_{QL2} .

III.5. Les sollicitations de calcul (d'utilisation et ultimes) sont déduites (art. 16 et 17) de celles qui figurent dans les directives communes, en les complétant par les effets de la précontrainte.

En ce qui concerne les actions des charges climatiques qui figurent dans ces

sollicitations, les directives communes renvoient respectivement aux titres I, II et III du fascicule 61 du C.P.C. pour les ponts, au titre IV du même fascicule pour les autres constructions. Une nouvelle rédaction de ce dernier titre n'étant pas encore établie, on utilisera, à titre transitoire, à sa place, le D.T.U. dit Règles NV 65/67, dans les conditions précisées dans une annexe A à la présente circulaire.

En ce qui concerne les sollicitations accidentelles, on se conformera aux indications données, pour les chocs de bateau, par la circulaire d'envoi du titre II du fascicule n° 61 du C.P.C. et on se référera pour les séismes, au document technique unifié (D.T.U.) « Règles parasismiques » (Règles P.S. 1969).

Pour les autres actions accidentelles, les indications nécessaires sont à demander au centre scientifique et technique du bâtiment (C.S.T.B.) et au service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A.) (1).

III.6. Sous sollicitations d'utilisation on justifie les contraintes du béton tant vis-à-vis de la compression que de la traction; pour cette dernière les limites à respecter sont diversifiées selon les genres et la position des armatures de précontrainte, ce qui fait appel à la notion de section (ou de zone) d'enrobage.

Dans les parties tendues les surtensions des armatures de précontrainte sont prises en compte (art. 21) et une section minimale d'armatures passives est prévue. Des justifications spéciales doivent être fournies dans le cas des sections de joint et des pièces soumises à des effets de fatigue.

Les sollicitations ultimes ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations admissibles évaluées compte tenu des caractéristiques des matériaux, définies par des diagrammes types ou conventionnels. Ce mode de justification (art. 23) est très différent des règles de l'article 14 de l'instruction provisoire de 1965. Un exemple d'application est donné dans l'annexe III.

III.7. Différentes dans leur présentation de celles de l'Instruction provisoire de 1965, les règles relatives à la justification des poutres vis-à-vis des sollicitations tangentées correspondent en gros au schéma ci-après, qui en pratique était déjà très souvent celui de ladite instruction provisoire : détermination du béton par les sollicitations d'utilisation, détermination des armatures transversales d'âme (étriers) par des sollicitations ultimes. Les cisaillements admissibles autorisent des épaisseurs d'âme plus faibles que précédemment; en fait ces épaisseurs devront souvent être déterminées de manière à réaliser des dispositions constructives correctes (chap. IX).

III.8. Un chapitre (VII) est consacré aux règles particulières aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés. Ces zones donnent lieu en effet à une grande proportion des incidents ou accidents. Les modes de justification de détail, qui ne sont pas les seuls possibles, sont donnés dans l'annexe IV.

III.9. Un chapitre (VIII) est consacré aux dalles. Eu égard à la diversité du problème, les dispositions de ce chapitre doivent servir essentiellement à traiter les cas les plus importants, où une certaine rigueur s'impose (poutres-

(1) Dès à présent, on trouvera des indications dans les dossiers pilotes du S.E.T.R.A. SURCH 71 (pièce 1, § 5) et FOND 72 (pièce 5.1). Les observations auxquelles ces documents (ou tous autres dossiers pilotes) pourraient donner lieu seront portées par les utilisateurs directement à la connaissance de ce service pour lui permettre de procéder rapidement à leur mise à jour éventuelle.

dalles) et les cas les plus complexes (dalles biaisées par exemple); les cas les plus courants (hourdis de ponts et dalles du bâtiment de formes rectangulaires) sont traités de manière simple par les annexes VI et VII. Les notions les plus importantes introduites par ce chapitre sont celles d'efforts généraux et locaux, et celles de simple et double précontraintes.

IV

CONDITIONS D'APPLICATION

Tous les marchés relatifs à l'emploi de béton précontraint, sans exception, qu'il s'agisse des C.P.S. servant de base aux appels à la concurrence, ou des marchés définitifs lorsque la décision sera intervenue à l'issue de la consultation des entreprises, doivent faire référence, soit à l'Instruction provisoire du 12 août 1965, soit à la nouvelle instruction : toute solution intermédiaire est exclue.

Pour tout emploi éventuel de la nouvelle instruction, les personnes responsables des marchés devront respecter :

- d'une part les indications contenues dans la présente circulaire;
- d'autre part les directives qui seront publiées par le C.S.T.B. lorsqu'il s'agira de bâtiments, par le S.E.T.R.A. lorsqu'il s'agira de ponts ou autres ouvrages routiers.

IV-2. De façon générale il est rappelé, étant donné les modifications profondes apportées par la nouvelle instruction, que sa mise en application ne peut être que progressive. Pour un premier temps, il importe donc que les projets soient contrôlés de près de manière à déceler soit les erreurs d'interprétation, soit les insuffisances éventuelles de l'instruction elle-même. Lorsqu'il s'agira de bâtiments, cela implique l'intervention d'un bureau de contrôle. Lorsqu'il s'agira d'ouvrages d'art, pendant ce premier temps, en dehors des cas d'intervention du S.E.T.R.A., la nouvelle instruction ne sera appliquée que lorsqu'il existera un exemple de calcul très détaillé établi ou vérifié par le S.E.T.R.A. (de tels exemples sont en cours d'établissement).

Il conviendra, en outre, d'écarter toute proposition de variante qui sans porter sur la conception se référerait à une autre instruction que celle visée par le C.P.S. ayant servi de base à l'appel à la concurrence. En cas de variante de conception, on devra vérifier avec un soin particulier toute économie notable qui serait attribuée à l'usage de la nouvelle instruction, quel que soit le genre de précontrainte.

Enfin l'attention est attirée sur les commentaires de l'article 1.

Cependant, en ce qui concerne les ponts, il conviendra de se référer systématiquement à la nouvelle instruction chaque fois que l'on aura à recourir à la pré-tension parce que cette instruction est la seule à donner des prescriptions suffisamment précises en la matière.

Pour le bâtiment, par contre, l'expérience pratique qui a déterminé les errements en cours est suffisante pour que l'application de la nouvelle instruction s'effectue dans les mêmes conditions que pour la post-tension.

IV-3. Lorsque l'on se référera à la nouvelle instruction, il importera de porter une attention particulière au choix du ou des genres de précontrainte à admettre et, en cas d'emploi du genre IIIa, au choix du coefficient χ .

IV-3-1. Pour les ponts, les indications données au commentaire à l'article 3 sont d'ores et déjà complétées comme suit :

— les ponts non courants du fait de leur tablier seront justifiés en genre IIa, sauf indication générale ou avis particulier favorable contraire du S.E.T.R.A.

— l'emploi du genre IIIa, sauf dans les hourdis et parties secondaires de certaines structures, ne peut en première phase être admis que sur avis favorable du S.E.T.R.A. (cas notamment de certains ponts-routes de 3^e classe au sens du fascicule n° 61 du C.P.C.); il est de toute manière interdit dans les parties d'ouvrages comportant des joints dans lesquels la continuité des armatures passives ne serait pas assurée.

Quant au coefficient χ , qui doit définir les charges routières susceptibles d'être atteintes assez souvent sur les ouvrages, il est à étudier dans chaque cas d'espèce dans le cadre des directives visées en IV-1. En fonction non seulement de ces charges (qu'on peut en premier lieu rattacher à la classe du pont), mais aussi de la structure ou partie d'ouvrage intéressée (par exemple hourdis). Mais en aucun cas il ne devra être pris inférieur à 0,3. L'attention est attirée d'autre part sur le fait que dans les cas où la valeur de χ devrait dépasser 0,6, il sera le plus souvent inopportun, du point de vue économique, d'employer le genre IIIa plutôt que le genre II;

— l'emploi du genre IIIb est interdit dans tous les cas.

Par ailleurs, les mesures transitoires définies dans la circulaire 71-156 du 30 décembre 1971 relative aux mesures d'application aux ponts relevant de la direction des routes et de la circulation routière du fascicule n° 61 titre II du C.P.C. (§ 2) ne sont pas applicables en cas d'usage de la nouvelle instruction.

IV-3-2. Pour les ouvrages de génie civil, il est recommandé de s'inspirer des recommandations qui sont formulées par D.T.U. pour des ouvrages analogues.

IV-3-3. Pour les bâtiments :

— les constructions exposées à une atmosphère très agressive seront justifiées en genre I. Ces conditions d'exposition, exceptionnelles, peuvent se trouver dans certains complexes de l'industrie chimique;

— les constructions exposées à une atmosphère moyennement agressive ou aux intempéries seront justifiées en genre IIb. Ceci concerne notamment les constructions établies en atmosphère marine; l'attention est attirée sur la nécessité d'imposer des soins spéciaux à l'exécution, afin d'assurer une protection efficace des armatures de précontrainte de ces constructions. Sont à assimiler, d'autre part, aux constructions exposées aux intempéries les constructions abritées pour lesquelles il y a risque de ruissellement d'eaux de condensation sur les éléments de structure précontraints;

— les constructions abritées, en atmosphère non agressive, enfin, seront normalement justifiées en genre IIIb.

IV-4. Un certain nombre d'autres clauses concernant les études d'exécution devront ou pourront être portées dans le C.P.S., ainsi qu'il est mentionné dans le texte de la nouvelle instruction ou dans ses commentaires.

En ce qui concerne les clauses obligatoires il conviendra, pour les bâtiments d'agir avec prudence en complétant l'article 22.2 (états limites de déformation).

En ce qui concerne les clauses non obligatoires, il conviendra de faire preuve de discernement quant à l'opportunité de les prévoir.

En particulier, l'application éventuelle de l'article 26 relatif à la redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques est subordonnée à la justification par des résultats expérimentaux probants pour les différents genres de précontrainte, en ce qui concerne la fissuration du béton et les conséquences sur elle d'une redistribution des efforts.

De même, un certain nombre d'ajustements de coefficients sont possibles selon les termes de l'instruction. Il ne s'agit pas d'accorder des tolérances arbitraires dans un but de facilité. Il ne doit donc être recouru à ces facultés :

— de façon générale, qu'en conformité avec les indications données par le C.S.T.B. ou le S.E.T.R.A.;

— dans des cas particuliers, que pour des raisons propres aux structures considérées.

IV-5. Une clause relative à l'exécution doit être obligatoirement insérée dans le C.P.S. Elle concerne la définition des conditions auxquelles doit satisfaire un béton pour être considéré comme ayant la résistance exigée.

Il est rappelé à ce sujet qu'à ce jour les seuls textes officiels traitant de l'exécution des ouvrages en béton précontraint sont la « Directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint » (M.E.L., direction des routes) et le C.P.S. type « Ponts courants » du S.E.T.R.A.; ce dernier texte devra faire l'objet d'une mise à jour. Le fascicule 65 du C.P.C., annexé à la circulaire n° 69-92 du 13 août 1969, d'autre part, n'a été établi que pour les ouvrages en béton armé; il est toutefois loisible de se référer à certaines de ses clauses, par stipulation du C.P.S.

a. En règle générale, il conviendra de préciser dans les documents contractuels que la réalisation et la mesure de la résistance de chaque éprouvette de béton seront faites conformément à l'article 9.2 du titre VI du fascicule n° 61 du C.P.C. annexé à la circulaire n° 70-93 bis du 27 octobre 1970 et selon le mode opératoire du laboratoire central des ponts et chaussées (L.C.P.C.).

b. Le C.P.S. précisera, en fonction de la nature et de l'importance des ouvrages, et corrélativement de la classe de qualité des bétons, le nombre de prélèvements pour les différentes sortes d'épreuve. Il précisera également leur répartition obligatoire : d'une part et dans toute la mesure utile, dans le temps et entre parties d'ouvrages; d'autre part et de toute manière, entre un nombre de gâchées suffisant. Pour ce faire, on suivra les indications données en annexe à la présente circulaire.

IV-6. L'attention des utilisateurs est attirée sur le fait que l'exécution et la protection du béton précontraint nécessitent, pour que sa durabilité soit assurée, plus de soin que n'en exige dans la plupart des cas l'emploi du béton armé :

— d'une part en raison de propriétés intrinsèques de ce mode de construction, qui est particulièrement sensible aux risques de corrosion, et par conséquent de fissuration;

— d'autre part parce que les qualités mécaniques de ce mode de construction conduisent à l'employer pour des constructions élancées et/ou exposées.

La durabilité peut notamment être diminuée :

— d'une part en cas d'exécution fractionnée des pièces, qui par rapport à l'exécution de pièces d'un seul bloc entraîne ou peut entraîner :

— la création de lignes ou sections de discontinuité (joints avec ou sans reprise de bétonnage), au droit desquelles la protection des aciers de précontrainte et même la résistance mécanique sont souvent réduites;

— des perturbations importantes, dès l'origine, dans la diffusion de la précontrainte et dans la répartition des efforts d'origine extérieure; puis, au cours du temps, du fait des retraités différentiels et des inégalités de fluage; ces perturbations, malaisées à évaluer de façon précise dans les calculs, créent des risques de fissuration supplémentaires;

— d'autre part en cas d'exposition des constructions à des ambiances agressives naturelles ou artificiellement aggravées; tel est le cas, par exemple, du salage des ponts-routes ou de leurs abords (même à quelques centaines de mètres) pendant l'hiver.

Ces causes de moindre durabilité, qui ne sont pas nouvelles, ont eu tendance à s'aggraver au cours de ces dernières années. A cet égard l'usage de la nouvelle instruction, par suite de l'admission de tractions importantes, aura pour certains genres de précontrainte des incidences défavorables. En contre-partie, il est vrai, elle comporte des règles de ferrailage passif sérieuses.

Dans cette situation, il convient tout d'abord d'éviter, chaque fois qu'elles ne présentent pas un avantage important, toutes conditions de conception, d'exécution et d'exploitation des ouvrages de nature à aggraver les risques, telles par exemple que celles évoquées ci-dessus. De façon plus générale, le fait d'avoir accepté, au stade des études, une certaine probabilité pour un phénomène à éviter n'autorise nullement à admettre que ce phénomène se concrétise avec cette probabilité d'occurrence; on doit au contraire, aux stades ultérieurs, faire ce qui est raisonnablement possible pour éviter le risque en cause ou en limiter la portée.

Il importera en second lieu qu'une exécution soignée soit assurée par un renforcement des contrôles : non seulement par les soins du maître d'œuvre, mais aussi par un autocontrôle de l'entrepreneur, dont l'extension fera l'objet d'instructions ultérieures. Ces contrôles ne devront négliger aucun des points évoqués par les textes généraux relatifs aux matériaux et à l'exécution proprement dite (1). Ils devront cependant porter, plus spécialement, sur les points suivants :

— le maintien en bon état, tout au long de la mise en œuvre, des matériaux utilisés (aciers de précontrainte, gaines et accessoires de précontrainte);

— un contrôle précis des enrobages prévus pour les armatures : celles-ci doivent être à leur position exacte, et en outre les extradados (parements non coffrés) doivent être réalisés avec précision;

— la réalisation d'un bon bétonnage y compris en surface, à suivre d'une cure soignée, éventuellement renforcée dans les zones susceptibles d'être tendues;

(1) Il s'agit essentiellement du fascicule n° 4, titre II, du C.P.C., des arrêtés d'agrément relatifs aux procédés de précontrainte, de la directive provisoire de la direction des routes sur l'exécution des ponts en béton précontraint, et du C.P.S. type « Ponts courants » du S.E.T.R.A. L'application pratique de ces textes est développée dans les guides de chantier du S.E.T.R.A.

— la réalisation de bonnes injections, en cas de post-tension (les dispositions à adopter dans ce but vont être précisées dans une directive provisoire sur les injections).

Enfin la protection soignée doit comporter, pour les ouvrages exposés à des infiltrations, l'exécution d'une bonne chape d'étanchéité. En l'état actuel de la technique, cela exclut notamment les chapes minces en asphalte coulé (une seule couche) et, dans les zones susceptibles d'être tendues, les chapes en film adhérent au support, de moins de 2,5 mm d'épaisseur. Un contrôle de l'exécution de la chape doit en outre être systématique.

L'existence de certaines pratiques contraires ne saurait conduire à négliger certaines des conditions qui précèdent, car d'une part ce n'est qu'au bout d'un certain nombre d'années qu'on peut juger de la durabilité d'une construction en béton précontraint et d'autre part la défaillance, depuis quelques années, d'un certain nombre d'ouvrages âgés de 10 à 20 ans, dans lesquels ces conditions n'avaient pas été satisfaites, a valeur d'avertissement aux constructeurs trop optimistes ou trop peu soucieux de l'avenir.

V

DIVERS

Le projet d'instruction provisoire n° 2 relative à l'emploi du béton précontraint, qui s'inspire des recommandations internationales du comité européen du béton et de la fédération internationale de la précontrainte, est le résultat d'une concertation particulièrement poussée entre l'administration et la profession. Cette concertation doit se poursuivre pour les applications expérimentales de l'instruction et la mise au point d'un règlement définitif.

La nouvelle réglementation, en donnant plus de souplesse à l'usage du béton précontraint, en étend le domaine d'emploi en direction du béton armé. C'est à ce titre qu'elle doit procurer dans l'immédiat certaines économies. Mais son intérêt réside surtout dans les bénéfices que l'adaptation du calcul à la réalité procurera au fur et à mesure que l'expérience provoquée par son application se développera.

En contrepartie, et ce de façon systématique, elle est d'un abord plus difficile et suppose au stade actuel des justifications plus détaillées que l'ancienne. Son usage ne saurait, pour cette raison, constituer en aucun cas une solution de facilité; il nécessite impérativement qu'on dispose de délais et de moyens d'étude et de vérification suffisants.

Les difficultés d'application auxquelles l'instruction provisoire n° 2 donnerait lieu seront signalées sous le timbre de la direction du bâtiment, des travaux publics et de la conjoncture pour être transmises, selon le cas, au C.S.T.B. ou au S.E.T.R.A.

Pour le ministre et par délégation :

*L'Ingénieur en chef des ponts et chaussées,
Adjoint au directeur,*

U. TUTENUIT.

ANNEXE A
à la circulaire n° 73-153

Règles transitoires relatives aux charges climatiques

La présente instruction définit, en attendant la publication du titre IV du fascicule 61 du C.P.C. et lorsque interviennent les charges climatiques, les modalités de calcul des sollicitations ultimes et d'utilisation à l'aide des règles NV 65/67 pour les constructions, autres que les ponts, relevant du M.A.T.E.L.T. et calculées au moyen :

— du fascicule 61 (titre V) du C.P.C. : conception et calcul des ponts et constructions métalliques en acier;

— ou de l'instruction provisoire n° 2 relative à la conception et au calcul de constructions en béton précontraint.

A.1. CAS GÉNÉRAL.

A.1.1. Sollicitations ultimes.

Pour le vent, la charge caractéristique sera réputée égale à 1,2 fois la « charge normale » résultant de l'application des règles NV 65/67 (1). Cette multiplication par 1,2 est effectuée à la fin du calcul de la charge; elle porte donc sur les valeurs déduites des limites données par le § 1.246 des règles NV, aussi bien que sur celles calculées en deçà de ces limites.

Pour la neige, la charge caractéristique sera prise égale à la « charge normale » des règles NV 65/67. Toutefois dans la combinaison fondamentale faisant intervenir l'action de courte durée de la neige, lorsque l'action Q_N ainsi obtenue sera supérieure à 2,5 fois l'action Q_G de la charge permanente, l'action de calcul (produit de l'action caractéristique Q_N par le coefficient γ_Q) sera augmentée de $0,15(Q_N - 2,5 Q_G)$ (2).

A.1.2. Sollicitations d'utilisation.

Chaque fois que l'on appliquera sans dérogation les formules de l'article 10 du fascicule 61 (titre V) du C.P.C. ou de l'article 17 de l'instruction n° 2 qui se réfèrent aux charges climatiques caractéristiques, on prendra celles-ci égales aux « valeurs normales » non majorées des règles NV 65/67, aussi bien pour le vent que pour la neige.

(1) Les charges ainsi calculées ont un caractère forfaitaire et global; le résultat faisant intervenir à la fois des pressions de base et des coefficients d'ajustement de l'action du vent, il n'y a pas lieu d'interpréter la règle en attribuant une valeur individuelle à chacun de ces éléments de calcul.

(2) Étant rappelé que dans la suite des calculs, et de façon plus précise dans l'évaluation de la sollicitation finale, intervient aussi le coefficient multiplicateur γ_s , (fixé à 1,2 pour les sollicitations ultimes).

Il sera, de plus, possible de déroger à ces formules pour les états-limites d'utilisation autres que ceux qui mettent en cause la durabilité des constructions (états-limites comportant des restrictions à l'exploitation, ou liés à la sensibilité humaine aux oscillations et vibrations, ou aux questions d'aspect...).

A.2. VÉRIFICATIONS PARTICULIÈRES.

A.2.1. Equilibre statique.

Vis-à-vis des ruptures d'équilibre statique (soulèvement d'appuis notamment) on se référera à l'article 6 des directives communes et à l'article 9.1.1 du fascicule 61 (titre V) du C.P.C. ou aux articles 14 et 16,1 de l'instruction n° 2, en majorant notamment, s'il y a lieu, le coefficient γ_{Q_e} applicable à l'action du vent (celle-ci étant au préalable multipliée par le coefficient 1,2 du § A.1.1).

A.2.2. Vérification à l'égard des renversements des contraintes sous l'action du vent.

Vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance, la sollicitation de calcul correspondant à la combinaison fondamentale qui fait intervenir l'action de courte durée du vent sera accrue en fonction de ce qui suit, lorsque l'action du vent entraîne l'apparition de contraintes de traction à la place de contraintes de compression. Soit Q_{V_0} l'action de calcul (produit de l'action caractéristique par le coefficient γ_Q) due au vent, telle qu'il n'y ait pas de contrainte de traction à équilibrer compte tenu des valeurs de calcul des autres actions. Si l'action de calcul Q_V due au vent est comprise entre Q_{V_0} et $1,3 Q_{V_0}$, elle sera pour l'application de l'article 9.1.2 du fascicule 61 (Titre V) du C.P.C. ou de l'article 16.1 de l'instruction n° 2 augmentée de $0,10 Q_{V_0} - \frac{1}{3}(Q_V - Q_{V_0})$ (1).

La majoration $0,10 Q_{V_0}$ est également applicable lorsque Q_V est compris entre $0,9 Q_{V_0}$ et Q_{V_0} .

L'attention est attirée sur l'importance de ces vérifications particulières dans le cas de constructions légères, des constructions en béton précontraint faiblement armées ou précontraintes, et de certains assemblages des constructions métalliques.

A.2.3. Constructions inhabituelles.

Il est rappelé que les constructions inhabituelles par leurs formes ou par leurs dimensions ou par leur implantation dans des sites très perturbés doivent faire l'objet d'investigations particulières en ce qui concerne les vitesses du vent et les coefficients affectant la pression dynamique de base (essais en soufflerie notamment).

Les actions dynamiques exercées par le vent sur les constructions élancées, notamment celles de grande hauteur, pourront être évaluées en appliquant en dehors de la méthode des règles NV celle du règlement canadien de 1970,

(1) Renvoi (2) de la page 21.

dite méthode Davenport, moyennant les adaptations nécessaires. Les résultats ainsi obtenus seront pris en considération dans la limite d'une réduction de 20 % par rapport aux valeurs obtenues avec la méthode des règles NV.

Dans tous ces cas il y aura lieu de faire appel à des spécialistes de ces problèmes.

Enfin, l'effet cumulatif des chutes de neige appelle une attention spéciale dans les régions où l'hiver est rigoureux, notamment en montagne.

A.3. CHARGE CARACTÉRISTIQUE DU VENT EN PÉRIODE D'EXÉCUTION.

Dans la combinaison supplémentaire faisant intervenir les actions du vent en cours d'exécution, on prendra habituellement comme charge caractéristique la valeur définie au § A.1.1., premier alinéa.

Toutefois, lorsque les conditions locales, le processus adopté pour l'exécution, et la connaissance qu'on pourra avoir en temps utile des conditions météorologiques le justifieront le C.P.S. ou le devis technique pourra admettre une valeur inférieure, voire supérieure.

ANNEXE B
à la circulaire n° 73-153

Règles transitoires relatives aux conditions auxquelles un béton peut être considéré comme ayant la résistance exigée

La présente Annexe définit, en attendant l'extension de l'usage de la notion de résistance caractéristique du béton à toutes les constructions en béton et la publication d'un texte général relatif à l'exécution de l'ensemble de ces constructions, les conditions dont on s'inspirera dans la rédaction des C.P.S. et dans l'exercice de la maîtrise d'œuvre.

B.1. NOMBRE ET RÉPARTITION DES PRÉLÈVEMENTS.

On précisera au C.P.S., en fonction de la nature et de l'importance des constructions, et corrélativement de la classe de qualité des bétons, le nombre de prélèvements pour les différentes sortes d'épreuve. On précisera également leur répartition obligatoire : d'une part et dans toute la mesure utile, dans le temps et entre parties d'ouvrages; d'autre part et de toute manière, entre un nombre de gâchées suffisant. Pour ce faire, on prendra également en considération :

— le mode d'interprétation qui en résultera en application du § B.2 ci-après;

— les délais plus ou moins courts dans lesquels doivent intervenir les diverses décisions : lorsqu'un délai doit être court, il peut y avoir lieu de prescrire des essais plus nombreux à l'âge de 7 jours, voire de 3 jours, de telle sorte qu'ils soient assez significatifs pour permettre des conclusions plus sûres;

— l'inutilité qu'il y a de dépasser en aucun cas, dans le but de mieux connaître la résistance du béton, un nombre de 6 éprouvettes par gâchée ou un nombre de 12 éprouvettes au total pour un échantillon réalisé dans des conditions telles qu'on ne doive se référer qu'à la moyenne de ses résultats (on peut cependant avoir d'autres motifs de confectionner davantage d'éprouvettes).

Il reste possible de recourir à d'autres moyens de connaître la résistance du béton, qu'il s'agisse de moyens supplémentaires de même nature que prévu, ou de moyens d'une autre nature (moyens non destructifs par exemple). En de tels cas il convient cependant que cela se fasse dans des conditions non seulement techniques, mais aussi administratives et financières correctes, ce qui implique notamment que l'entrepreneur doit prendre à sa charge toutes dépenses relatives aux essais non prévus au marché et qui auraient pour but d'accepter ses compositions ou ses ouvrages alors que les résultats des essais prévus au marché ne permettraient pas cette acceptation, ou de lui faciliter le respect de ses obligations de délai.

B.2. INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS.

On définira ensuite au C.P.S. les conditions auxquelles le résultat d'une épreuve est réputé satisfaisant. Ces conditions dépendent du stade d'étude et de l'échantillon auquel on se réfère. En effet les échantillons constitués aux diffé-

rents stades sont inégalement représentatifs du béton mis en œuvre. D'autre part des recherches se poursuivent dans ce domaine. Pour ces raisons, les règles qui suivent ne sont pas la simple application des principes de l'article 4,1 de l'Instruction et de son commentaire. Elles sont valables pour des épreuves de traction aussi bien que de compression; l'interprétation des unes est à faire indépendamment de celle des autres.

B.2.1. Épreuve d'étude.

Il est recommandé d'une part de laisser à ce stade à l'entrepreneur une large liberté d'initiative ainsi que les responsabilités correspondantes, d'autre part de tenir à sa disposition à titre d'information des renseignements aussi complets que possible sur les précédents dont on peut disposer au moment de la consultation.

De façon générale l'épreuve d'étude permet de fixer non pas une valeur estimée précise de la résistance caractéristique du béton étudié, mais un intervalle, dit « intervalle de confiance », dans lequel se situera cette valeur, laquelle résultera des stades ultérieurs des essais. En conséquence trois situations pourront se présenter à l'issue de l'épreuve d'étude :

— ou bien la résistance correspondant à la limite inférieure de l'intervalle de confiance sera supérieure au σ'_{28} (ou σ'_j) prescrit par le C.P.S.; la composition prévue pour le béton pourra alors être considérée comme convenable et on pourra passer aux stades ultérieurs de l'opération (approvisionnement des matériaux, qui devront être soumis aux contrôles réglementaires et contractuels, et épreuve de convenance, qui permettra de s'assurer que le chantier est en mesure de faire correctement la mise en œuvre);

— ou bien la résistance correspondant à la limite supérieure sera inférieure au σ'_{28} (ou σ'_j) prescrit; une autre composition du béton est alors à rechercher;

— ou bien les limites supérieure et inférieure de l'intervalle de confiance encadreront le σ'_{28} (ou σ'_j) prescrit; la décision d'accepter comme satisfaisant le résultat de l'épreuve d'étude devra alors rester en suspens jusqu'au résultat éventuellement favorable de l'épreuve de convenance. Celle-ci pouvant être défavorable, l'entrepreneur demeurera responsable de toutes les conséquences de cette situation y compris en matière de délais; il lui appartiendra le cas échéant de procéder à l'étude de solutions de rechange en temps utile pour respecter ses obligations contractuelles.

En ce qui concerne la manière de réaliser et interpréter une épreuve d'étude, il peut se présenter trois cas. Dans chacun de ces cas, le maître d'œuvre a en outre à accepter l'implantation de la centrale de fabrication par rapport au chantier, une durée de transport excessive du béton pouvant rendre non probante l'épreuve d'étude quant à la qualité du béton.

B.2.1.1. Premier cas :

Le béton proposé n'a pas encore été mis en œuvre sur chantier dans des conditions à peu près équivalentes à celles du chantier pour lequel il est proposé.

L'échantillon d'épreuve d'étude, normalement confectionné en laboratoire, est constitué par prélèvement dans 3 gâchées différentes, chaque prélèvement servant à fabriquer au moins 3 éprouvettes.

L'intervalle de confiance de la résistance caractéristique est alors compris entre :

0,7 M_n et 0,8 M_n où M_n est la valeur moyenne de la résistance mesurée sur les n éprouvettes d'étude.

B.2.1.2. Deuxième cas :

Le béton proposé a été antérieurement fabriqué et mis en œuvre sur chantier dans des conditions à peu près équivalentes à celles du chantier pour lequel il est proposé, l'équivalence devant être appréciée par le maître d'œuvre en fonction des critères suivants :

- matériaux de mêmes spécifications et de mêmes provenances exactes;
- mêmes conditions de livraison des matériaux sur les deux chantiers (en particulier, pour le ciment, même mode d'approvisionnement et dans le cas d'une livraison en vrac, livraison à une température pas plus élevée; pour le sable, livraison du matériau égoutté);
- fractionnement des livraisons des matériaux, sur le nouveau chantier, pas plus poussé que sur le chantier de référence;
- identité du matériel utilisé pour la fabrication ou, à défaut, qualité supérieure;
- identité des responsables de la fabrication ou, à défaut, qualification supérieure;
- durée prévisible de transport du béton (avec éventuellement correction saisonnière) pas substantiellement plus défavorable que pour le chantier de référence.

Le nombre n d'essais de contrôle effectués sur le chantier de référence et correspondant à l'âge du béton pour lequel on fait l'étude est d'autre part au moins égal à 15.

La limite supérieure de l'intervalle de confiance de la résistance caractéristique est la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\sigma'_{k_1} = M_n (1 - 0,07 k_n)$$

$$\sigma'_{k_2} = M_n - k_n s_n$$

où :

M_n est la valeur moyenne de la résistance mesurée sur les n éprouvettes de contrôle du chantier;

s_n est l'écart-type de ces n valeurs et

$$k_n = 1,28 + \frac{3,87}{(n-1)^{2/3}}$$

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de k_n pour les valeurs les plus courantes de n .

$n \dots$	15	30	50	100
$k_n \dots$	1,94	1,69	1,57	1,46

La formule donnant σ'_{k_1} exprime qu'on ne peut accorder de créance à un coefficient de variation mesuré qui serait inférieur à 0,07. La formule donnant σ'_{k_2} exprime, en admettant que l'échantillon a une valeur représentative résultant des seules lois du hasard, la valeur qui compte tenu du nombre d'éprouvettes essayées et des résultats obtenus, donne statistiquement 90 % de chances pour que, si l'on avait effectué un grand nombre d'essais, 90 % des résultats eussent été supérieurs à σ'_{k_2} .

La limite supérieure de l'intervalle de confiance peut être considérée comme valeur estimée de la résistance caractéristique lorsque l'équivalence est assurée sur tous les points énumérés.

La limite inférieure de l'intervalle de confiance, qui sera à prendre en considération dès lors que l'équivalence n'est pas assurée sur tous les points énumérés, sera fixée aux 95/100 de la limite supérieure si les conditions non satisfaites portent seulement, et ce de façon marginale, sur le matériel ou le personnel de fabrication (pas d'identité, et simple égalité de qualité ou qualification).

Elle sera abaissée à 0,7 M_n si les conditions d'équivalence non satisfaites sont plus nombreuses ou plus importantes. Même en ce cas, la référence au chantier antérieur ne peut être retenue que si n est au moins égal à 12.

B.2.1.3. Troisième cas :

Le béton proposé est un béton agréé fabriqué en usine, sans qu'aucune condition particulière d'équivalence soit prévue concernant transport et mise en œuvre. Dans ce cas, si la valeur de la résistance caractéristique du béton n'est pas fixée par la décision d'agrément, la limite supérieure de l'intervalle de confiance de la résistance caractéristique est prise égale à 0,85 M_n , ou M_n est la valeur indiquée par la circulaire d'agrément.

Cette limite supérieure peut être considérée comme valeur estimée de la résistance caractéristique lorsque le transport sera assuré à des distances assez faibles et dans des conditions assez bonnes pour qu'il ne puisse en résulter aucun risque de perte de résistance du béton (dessiccation, raidissement, ségrégation).

Dans les autres cas, et notamment lorsque la durée maximale prévisible de transport, sans paraître excessive, ne pourra plus être considérée comme faible, la limite inférieure de l'intervalle de confiance sera fixée à 0,75 M_n .

Les bétons d'usine dont la composition n'a pas fait l'objet d'un agrément officiel ne peuvent être traités que selon les règles des § B.2.1.1. et B.2.1.2.

B.2.2. Epreuve de convenance.

L'échantillon d'épreuve de convenance est constitué de 15 éprouvettes fabriquées à partir de prélèvements dans 5 gâchées.

La résistance caractéristique du béton ressortant de l'épreuve de convenance est la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\sigma'_{k_1} = M_{15} (1 - 0,07 k_c)$$

$$\sigma'_{k_2} = M_{15} - k_{c15} s_{15}$$

où $k_c = 2$ si le ciment est approvisionné en une seule fois et en une seule provenance; le CPS peut étendre ces conditions aux granulats dans les régions où cela se justifie;

et $k_c = 2,5$ dans le cas contraire.

La condition à satisfaire est que cette valeur soit supérieure à celle fixée par le C.P.S. pour le même âge du béton.

Dans le cas d'ouvrages nécessitant la production d'une quantité de béton exceptionnelle, il est possible de prévoir au C.P.S. la confection d'un échantillon plus important, avec une réduction corrélative des valeurs de k_c .

B.2.3. Epreuve de contrôle.

Trois cas sont à considérer :

B.2.3.1. Contrôle normal.

L'échantillon d'épreuve de contrôle est constitué de 10 prélèvements au moins de 3 éprouvettes chacun pour chaque partie d'ouvrage définie par le C.P.S., les différents prélèvements étant répartis sur l'ensemble des gâchées du béton mis en œuvre dans la partie d'ouvrage considérée. Ce contrôle porte normalement sur des essais effectués à l'âge de 28 jours.

Les résultats des essais doivent satisfaire simultanément aux deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_3 \geq \sigma'_{28} \\ M_n - k_n s_n \geq \sigma'_{28} \end{cases}$$

où M_3 est la moyenne des trois résultats obtenus sur les 3 éprouvettes de chaque prélèvement,

M_n est la moyenne générale des résultats observés sur toutes les éprouvettes, s_n est l'écart-type de tous les résultats, et

$$k_n = 1,28 + \frac{3,87}{(n-1)^{2/3}}$$

Les indications ci-après ont le caractère d'informations techniques pour les maîtres d'œuvre, et n'ont en principe pas pour objet la rédaction des C.P.S.

La résistance constatée aux épreuves de contrôle peut être inégalement représentative de la qualité du béton de l'ouvrage :

— d'une part parce que la qualité de mise en œuvre peut différer, dans un sens aussi bien que dans l'autre, entre éprouvettes et ouvrage;

— d'autre part parce que, selon qu'une structure ou partie de structure est grêle (exemple poteau) ou massive, sa résistance est ou non celle d'une seule gâchée de béton.

C'est pourquoi un manque de résistance constaté aux épreuves doit toujours donner lieu à appréciation quant au sens à lui attribuer, avant d'y donner matériellement une suite.

Il est signalé qu'au cas où, les conditions ci-dessus n'étant pas toutes satisfaites, le maître d'œuvre accepterait dans les conditions du § B. 2 ci-dessus, une proposition de l'entrepreneur de contrôle par auscultation dynamique du béton en place (une telle acceptation lui est recommandée lorsque n'est pas satisfaisante une seule valeur de M_3 ou une petite proportion de celles-ci), cela suppose que des mesures de vitesse de son permettant un étalonnage de la résistance aient été faites en temps opportun, en principe antérieurement, par exemple dès l'épreuve de convenance.

On peut, a posteriori, définir la résistance caractéristique réelle du béton de la partie d'ouvrage intéressée comme étant celle donnée par la seule formule $(M_n - k_n s_n)$. Cependant au cas où, dans cette partie d'ouvrage, on pourrait définir une pièce (exemple un voussoir préfabriqué) correspondant à un ou plusieurs des prélèvements, il convient de considérer, pour une étude de cette seule pièce, comme valeur caractéristique (qu'on pourrait appeler valeur caractéristique locale) la valeur la plus petite des moyennes M_3 des prélèvements intéressés, plafonnée par la valeur $(M_n - k_n s_n)$ afférente à l'ensemble de la partie d'ouvrage concernée.

B.2.3.2. Contrôle atténué : ce contrôle atténué qui, s'agissant de béton précontraint, ne s'identifie pas avec les cas d'application du fascicule 65 II du C.P.C. concerne les parties d'ouvrages pour lesquelles il n'est pas jugé utile de procéder au nombre de prélèvements prévus en B.2.3.1. Néanmoins le nombre total d'éprouvettes doit être au moins égal à 6, réparties entre 3 prélèvements au moins.

La méthode d'interprétation de B.2.3.1. reste valable s'il est prévu au moins 5 prélèvements de 3 éprouvettes. Dans le cas contraire, elle subsiste en remplaçant $(M_n - k_n s_n)$ par $0,8 M_n$.

B.2.3.3. Contrôle anticipé : ce contrôle a pour objet, en général, de décider de poursuivre ou arrêter la fabrication ou d'en renforcer le contrôle, au vu des résultats d'essais effectués, au moyen d'un échantillon réduit ($n = 3$ ou 6 éprouvettes), lorsque le béton a un âge inférieur à celui prescrit pour le contrôle normal (ou, exceptionnellement, pour le contrôle atténué). Il n'a pas lui-même, sauf insuffisance grave et évidente, ou urgence exceptionnelle, pour conséquence un refus définitif du béton exécuté. Il peut, par extension, être utilisé au stade des épreuves de convenance.

σ'_{kj} désignant la résistance caractéristique exigée, le résultat du contrôle anticipé doit satisfaire selon le cas à l'une des deux conditions suivantes :

$$M_3 \geq \sigma'_{kj} \text{ pour chaque prélèvement si } n = 6$$

$$\left(M_3 - k_n s_n \frac{\sigma'_j}{\sigma'_{28}} \right) \geq \sigma'_{kj} \text{ si } n = 3$$

où k_{n0} et s_{n0} ont les valeurs retenues à la suite d'essais effectués à 28 jours sur un nombre n_0 d'éprouvettes au moins égal à 15, dans les conditions du § B.2.3.1.

ou à défaut B.2.1.2., et le rapport $\frac{\sigma'_j}{\sigma'_{28}}$ est déterminé conformément à l'article 4,3 de l'instruction et à son commentaire s'il y a lieu. En cas d'impossibilité de fixer ainsi k_{n0} et s_{n0} , le produit $k_{n0} s_{n0}$ est pris forfaitairement tel que :

$$\frac{k_{n0} s_{n0} \sigma'_j}{\sigma'_{28}} \text{ soit égal à } 0,15 M_3.$$

B.2.4. Epreuve d'information.

L'échantillon d'une épreuve d'information est constitué de 3 éprouvettes.

On estime la valeur caractéristique ressortant de l'épreuve à $(M_3 \cdot k_{no} \cdot s_{no})$, $k_{no} \cdot s_{no}$ étant fixé comme en B.2.3.3.

La différence d'interprétation entre les paragraphes B.2.3.3. et B.2.4. tient notamment au fait que l'épreuve d'information a à tenir compte de la dispersion de la vitesse de durcissement sur chantier.

ANNEXE C
à la circulaire n° 73-153 du 13 août 1973

Conception et calcul de construction en béton précontraint

INSTRUCTION PROVISOIRE N° 2
SUR L'EMPLOI DU BÉTON PRÉCONTRAIT

SOMMAIRE

	Pages
CHAPITRE PREMIER. — Principes et définitions	
Art. 1. — Domaine d'application	39
Art. 2. — Principe des calculs	39
Art. 3. — Genres	39
 CHAPITRE II. — Caractères des matériaux	
A. Béton :	
Art. 4. — Résistance du béton	41
Art. 5. — Module de déformation longitudinale instantanée du béton ..	45
Art. 6. — Déformations différées du béton. Retrait et fluage	45
Art. 7. — Coefficient de Poisson	47
Art. 8. — Dilatation thermique du béton	47
 B. Aciers :	
Art. 9. — Armatures de précontrainte	49
Art. 10. — Armatures passives	53
 CHAPITRE III. — Actions et sollicitations	
Art. 11. — Les actions	53
Art. 12. — Actions dues à la précontrainte	55
Art. 13. — Justifications exigées	63
Art. 14. — Equilibre statique	63
Art. 15. — Calcul des sollicitations	63
Art. 16. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes	69
Art. 17. — Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites d'utilisation ..	75
 CHAPITRE IV. — Définition des sections	
Art. 18. — Sections à prendre en compte	77
Art. 19. — Largeur efficace des membrures des poutres fléchies en té ou double té	81
Art. 20. — Diffusion des forces de précontrainte	81
 CHAPITRE V. — Justification des pièces prismatiques sous sollicitations normales	
Art. 21. — États-limites d'utilisation	85
Art. 22. — Calcul des déformations; état-limite de déformation	95
Art. 23. — État-limite ultime de résistance	97
Art. 24. — État-limite ultime de stabilité de forme	103
Art. 25. — État-limite de fatigue	105
Art. 26. — Redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques ..	107

CHAPITRE VI. — Justification des pièces prismatiques vis-à-vis des sollicitations tangentes	
Art. 27. — Principes de justification	109
Art. 28. — Justification d'une âme de poutre vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation	111
Art. 29. — Justification d'une âme de poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime	113
Art. 30. — Règles de détail	117
Art. 31. — Actions tangentes exercées sur des éléments autres que les âmes; coutures d'attache	119
Art. 32. — Torsion	123
 CHAPITRE VII. — Règles particulières relatives aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés	
Art. 33. — Généralités	125
Art. 34. — Zones d'introduction de forces de précontrainte	125
Art. 35. — Zones d'appui simple d'about	139
 CHAPITRE VIII. — Dalles (poutres-dalles, hourdis, dalles des bâtiments)	
Art. 36. — Définitions préliminaires et conventions générales	147
Art. 37. — Calcul des sollicitations	149
Art. 38. — Efforts de flexion généraux, totaux et locaux	153
Art. 39. — Différentes natures de précontrainte	159
Art. 40. — Règles communes de justification vis-à-vis des contraintes ..	159
Art. 41. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales dans les dalles à simple précontrainte, ou à double précontrainte dans les zones de répartition transversale	161
Art. 42. — Justifications vis-à-vis des contraintes normales dans les dalles à double précontrainte, en dehors des zones de répartition transversale	163
Art. 43. — Efforts tranchants généraux, locaux et de poinçonnement	167
Art. 44. — Détermination des cisaillements de calcul	169
Art. 45. — Justification de la résistance des dalles à l'effort tranchant ..	171
 CHAPITRE IX. — Dispositions constructives	
Art. 46. — Dimensionnement de détail des pièces	173
Art. 47. — Position et enrobage des armatures	175
Art. 48. — Poussées au vide dues à des armatures de précontrainte courbes	181
Art. 49. — Armatures transversales des pièces prismatiques	181
Art. 50. — Pressions localisées, frettages, articulations	183
Art. 51. — Dispositions particulières aux pièces exposées au gel, ou dont le degré de résistance au feu doit être justifié	185

	Pages
ANNEXE I. — Déformations différées du béton	187
ANNEXE II. — Diagrammes-types déformations-contraintes des aciers.	193
ANNEXE III. — Justification, vis-à-vis de l'état ultime, d'une section de poutre soumise à une sollicitation de flexion simple de la part des actions autres que la précontrainte	197
ANNEXE IV. — Zones d'about ou d'appui.....	201
ANNEXE V. — Efforts internes en un point quelconque d'une dalle dans les diverses directions.....	217
ANNEXE VI. — Calcul des sollicitations dans les hourdis et justification de ceux-ci.....	221
ANNEXE VII. — Calcul des sollicitations dans les dalles du bâtiment et justification de celles-ci (provisoire).....	227
ANNEXE VIII. — Notations.....	229

CHAPITRE PREMIER

Principes et définitions

Article premier. — *Domaine d'application*

* L'Instruction provisoire du 12 août 1965 reste en vigueur pour les constructions en béton précontraint lorsqu'il n'est pas fait référence à la présente instruction.

Des instructions spéciales seront données aux maîtres d'ouvrages sur les circonstances et les conditions dans lesquelles la présente Instruction pourra être appliquée concurremment avec celle du 12 août 1965, ou devra être seule appliquée.

Restent, de toute manière, en dehors du domaine d'application de la présente Instruction, ou doivent du moins faire l'objet de certaines règles différentes :

- la précontrainte par armatures extérieures;
- la précontrainte par armatures enduites d'un retardateur de prise;
- la précontrainte par des procédés autres que des armatures d'acier mises en traction;
- les constructions en béton léger;
- les éléments (par exemple caissons de piles atomiques) devant être exposés en service à des températures ambiantes autres que celles qui résultent des seules influences climatiques ou ne s'en écartant pas sensiblement;
- les éléments munis d'armatures rigides (profilées, autres laminés) et les structures mixtes béton-acier;
- les procédés de construction non traditionnels utilisés dans le bâtiment et dont les conditions de calcul sont fixées dans le cadre des procédures établies par le M.A.T.E.L.T. (actuellement ces procédés relèvent d'avis techniques du C.S.T.B.);
- les pièces préfabriquées en grande série en usine, justifiables par des essais directs.

Article 2. — *Principe des calculs*

* L'exposé de cette méthode ainsi que les définitions des termes utilisés se trouvent dans l'Instruction provisoire intitulée « Directives communes relatives au calcul des constructions », annexée à la circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971.

Article 3. — *Genres de précontrainte*

* Des instructions spéciales seront données aux maîtres d'ouvrage pour ce classement. Les différents genres et sous-genres de précontrainte correspondent, dans l'ordre où ils sont énumérés, à des probabilités croissantes de fissuration et d'ouverture des fissures, les états-limites considérés étant des repères plutôt que des seuils précis de changement d'état.

CHAPITRE PREMIER

Principes et définitions

Article premier. — *Domaine d'application*

La présente Instruction ne concerne que les constructions en béton précontraint pour lesquelles son application est expressément autorisée ou imposée par le C.P.S. *

La précontrainte peut être appliquée par pré-tension ou par post-tension des armatures.

La précontrainte par pré-tension est réalisée par des armatures tendues avant bétonnage sur des bancs de traction fixes.

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures mises en tension par appui sur le béton suffisamment durci de l'ouvrage et munies d'organes d'ancrage à leurs extrémités.

Article 2. — *Principe des calculs*

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

Article 3. — *Genres de précontrainte*

Les constructions, éléments de construction, sections (ou exceptionnellement parties de sections) sont classés par le C.P.S. dans l'un des trois genres définis ci-après. *

En cours d'exécution et en service, sous l'effet des sollicitations d'utilisation :
— en genre I, l'état-limite de décompression ne doit pas être atteint **;

Le genre I est en principe réservé aux constructions particulièrement exposées à la corrosion, aux structures soumises à la traction pure, et à celles dont on craint la détérioration par fatigue ou soumises pendant de longues périodes à des sollicitations proches des sollicitations maximales (par exemple, certains réservoirs, certains éléments de ponts-rails, ponts-roulants).

Pour certaines constructions exceptionnelles, le CPS peut imposer qu'il subsiste dans les sections ou parties de section considérées, sous la combinaison la plus défavorable des actions, une compression minimale déterminée.

Le genre II s'applique normalement à la plupart des constructions usuelles en béton précontraint exposées aux intempéries, et en particulier aux ponts-routes moyennant, pour ceux soumis à l'emploi massif de sels anti-verglas, une exécution et une protection soignées. Son sous-genre IIb est réservé à des constructions pour lesquelles une fissuration limitée est considérée comme admissible en dehors de la section (ou de la zone) d'enrobage.

Le genre III s'applique aux constructions peu exposées à la corrosion et notamment aux constructions ou parties de construction abritées, telles que les planchers de bâtiment. Son sous-genre IIIa peut s'appliquer aussi à des constructions exposées aux intempéries, mais dont la nature ou l'environnement permettent d'admettre une certaine fissuration même dans la section d'enrobage. Son sous-genre IIIb ne doit pas être utilisé pour les pièces soumises à des charges concentrées mobiles importantes.

** Le CPS peut prescrire que certains éléments ou sections soient calculés en genre II en cours d'exécution et en genre I en service.

*** Les définitions de la section et de la zone d'enrobage sont données en 18.5 ci-après.

Des instructions spéciales préciseront aux maîtres d'ouvrage les cas dans lesquels les justifications sont à présenter pour la zone d'enrobage.

**** Des instructions spéciales seront données aux maîtres d'ouvrage pour la fixation de la fraction α .

***** Les règles autres que la définition des états-limites proprement dits sont en partie diversifiées selon les genres.

CHAPITRE II

Caractères des matériaux

A. Béton

Article 4. — *Résistance du béton*

4.1. * Les cas non courants sont ceux dans lesquels il est fait appel à des constituants spéciaux du béton (par exemple ciments aluminés ou autres ciments à vitesse de durcissement particulière, granulats légers, etc.) ou à des traitements particuliers (par exemple étuvage). Dans ces différents cas, il est nécessaire de préciser les résistances à la compression et à la traction à différents âges avant et après 28 jours.

— en genre II, l'état-limite de formation de fissures ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage (ou, si le C.P.S. le prescrit, de la zone d'enrobage) ***, et l'état-limite de décompression ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage sous l'effet des actions de longue durée. En dehors de la section (ou de la zone) d'enrobage, les conditions à respecter sont précisées dans le chapitre V et conduisent à distinguer deux sous-genres II, dénommés IIa et IIb;

— en genre III, certains états-limites d'ouverture des fissures ne doivent être atteints en aucun point de la section d'enrobage (ou, si le C.P.S. le prescrit, de la zone d'enrobage). ***

Ces états-limites, ainsi que les autres conditions à respecter, sont précisés dans le chapitre V, et conduisent à distinguer deux sous-genres III, dénommés IIIa et IIIb.

Une de ces conditions est que l'état-limite de décompression ne doit être atteint en aucun point de la section d'enrobage :

— sous l'effet combiné des actions de longue durée et d'une fraction α des charges d'exploitation fixée dans le C.P.S. ****, en genre IIIa;

— sous les charges permanentes seules, en genre IIIb.

Ces états-limites s'accompagnent de règles relatives aux armatures passives et aux contraintes de compression. *****

Une justification établie dans un genre vaut justification pour les genres suivants (par exemple, une justification en genre I vaut justification pour les genres II et III, une justification en genre IIa pour les genres IIb et III).

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

Des règles particulières sont données en 21.5 ci-après pour les sections de joint ou de reprise, et dans l'article 26 ci-après pour tenir compte de la redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques.

CHAPITRE II

Caractères des matériaux

A. BÉTON

Article 4. — Résistance du béton

4.1. Pour l'établissement des projets, dans les cas courants*, les bétons sont définis uniquement par leur résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée σ'_{28} .

La valeur choisie répond à la condition suivante : la probabilité p que la résistance, mesurée sur une éprouvette dans les conditions spécifiées en 4.2, n'atteigne pas cette valeur est au plus égale à 0,10. **

La valeur choisie pour chaque béton en fonction de la nature et de l'emplacement de l'ouvrage est fixée par le CPS.

Une résistance caractéristique de 25 MPa (1) à 28 jours est facilement atteinte.

Une résistance caractéristique de 30 MPa à 28 jours peut être atteinte dans toutes les régions, en sélectionnant les granulats et en étudiant rationnellement la composition granulométrique du béton.

Une résistance caractéristique de 35 MPa à 28 jours exige en outre un choix du ciment et de son dosage et une sélection des granulats, qui ne peuvent être livrés que dans certaines régions et par de bonnes carrières bien équipées.

Les résistances supérieures à 35 MPa à 28 jours sont réservées aux ouvrages exceptionnels.

** Les conditions auxquelles un béton doit satisfaire pour être considéré comme présentant la résistance caractéristique choisie sont, en tant que de besoin, précisées par le C.P.S.

Dans l'attente d'un fascicule du C.P.C. traitant de l'exécution des constructions en béton précontraint, des instructions spéciales à caractère transitoire seront données aux ingénieurs pour définir ces conditions.

Ces instructions seront basées sur l'approximation suivante : une série d'essais sur n éprouvettes sera réputée satisfaisante si la fréquence qui en résulte permet avec un seuil de probabilité d'erreur de 10 % d'estimer que la valeur de la probabilité p est au plus égale à 0,10.

4.2. * On rappelle que les éprouvettes sont cylindriques, d'une section de 200 cm², et d'une hauteur double de leur diamètre.

4.3. * De ces deux formules, la première donne une évaluation assez précise de la variation de la résistance du béton en fonction du temps, dans les cas courants; la seconde en revanche ne tient pas compte de l'augmentation de la résistance du béton après 28 jours d'âge.

Les cas non courants ont été définis au commentaire du § 4.1. L'attention est en outre attirée sur le fait que si pendant un certain temps, la température réelle des ouvrages est sensiblement inférieure à 15° C, l'augmentation de la résistance du béton dans le temps peut être notablement retardée.

Dans des cas non courants, il est nécessaire de définir σ'_j directement à partir d'éprouvettes soumises aux mêmes températures que le béton de l'ouvrage et essayées à l'âge de j jours, les épreuves étant menées et interprétées statistiquement de la manière indiquée au § 4.1.

4.4. * La relation diffère quelque peu de celle qu'on obtiendrait si on comparait les valeurs moyennes ou nominales au lieu des valeurs caractéristiques.

Si on exprime les résistances en bars, elle devient :

$$\sigma_j = 6 + 0,06 \sigma'_j$$

(1) Le MPa (Mégapascal), identique au N/mm², vaut 10 bars, il équivaut à 10,2 kg f/cm² et à 102 tf/m².

4.2. La réalisation et la mesure de la résistance de chaque éprouvette de béton seront faites conformément à l'article 9.2 du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. en date du 27 octobre 1970 et selon le mode opératoire du L.C.P.C. *

4.3. Pour l'établissement des projets et des calculs d'exécution, dans les cas courants, la résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de j jours différent de 28 jours, notée σ'_j , est conventionnellement définie par les formules :

$$\begin{aligned} \sigma'_j &= 0,685 \sigma'_{28} \log(j+1) & \text{si } j < 28 \\ \sigma'_j &= \sigma'_{28} & \text{si } j > 28 \end{aligned}$$

log/ désignant le logarithme décimal. *

4.4. La valeur caractéristique de la résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, notée σ_j , est conventionnellement définie par la formule : *

$$\sigma_j = 0,6 + 0,06 \sigma'_j$$

dans laquelle σ_j et σ'_j sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Si on les exprime en tf/m², elle devient :

$$\sigma_j = 61,2 + 0,06 \sigma'_j$$

Article 5. — *Module de déformation longitudinale instantanée du béton*

* On a défini σ'_j dans l'article précédent.

Si j est supérieur à 28, σ'_j est pris égal à la résistance à 28 jours σ'_{28} .

La formule donnant E_{tj} n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur chantier. Elle n'est pas valable pour des bétons spéciaux, notamment pour des bétons légers, pour des bétons à haute résistance et pour des bétons traités thermiquement, qui généralement présentent une déformabilité plus grande.

Si on exprime E_{tj} et σ'_j en bars, la relation devient :

$$E_{tj} = 24\,000 \sqrt{\sigma'_j}$$

Si on les exprime en tf/m², elle devient :

$$E_{tj} = 76\,650 \sqrt{\sigma'_j}$$

La formule donnant E_{tj} définit le module tangent à l'origine du diagramme déformations-contraintes et n'est valable que pour autant que les contraintes appliquées sont des compressions inférieures à 0,5 σ'_j environ, et que le béton n'est pas fissuré par traction.

Article 6. — *Déformations différées du béton. Retrait et fluage*

* Les termes retrait et fluage utilisés dans cet article désignent des raccourcissements relatifs.

6.1. *Retrait.*

* Le retrait final ϵ_r dépend de nombreux facteurs, notamment de l'humidité relative de l'atmosphère du lieu, de l'épaisseur de la pièce considérée, et des dosages en ciment et en eau du béton. Sa valeur est réduite si le béton a subi un traitement thermique par chauffage.

Le maître d'œuvre peut fixer les valeurs de ϵ_r et de $r(t)$ pour chaque ouvrage ou chaque partie d'ouvrage en s'appuyant sur l'expérience des constructions en béton précontraint dans la région, ou sur des études expérimentales préalables.

A défaut de renseignements précis, il peut, pour évaluer ϵ_r , utiliser les indications données à l'annexe I à la présente instruction.

L'attention est attirée sur ce que, dans le cas du béton mis en précontrainte par posttension (définie dans l'art. 1), il n'y a pas lieu dans le calcul des pertes de précontrainte de prendre en compte le retrait effectué avant la mise en précontrainte (voir commentaire de l'art. 12.3.1).

Article 5. — *Module de déformation longitudinale instantanée du béton*

Sous des charges instantanées ou rapidement variables appliquées à l'âge de j jours, le module de déformation instantanée E_{tj} du béton est évalué par la formule : *

$$E_{tj} = 7590 \sqrt{\sigma'}$$

dans laquelle E_{tj} et σ' sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Pour $j \geq 28$, E_{tj} est noté simplement E_t .

Article 6. — *Déformations différées du béton. Retrait et fluage*

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

6.1. *Retrait.*

En cas de conditions climatiques constantes ou peu variables, la valeur du retrait en fonction du temps peut être exprimée sous la forme * :

$$\varepsilon_r \cdot r(t)$$

où ε_r est le retrait final du béton,

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

Si le retrait final ε_r et la fonction $r(t)$ ne sont pas donnés par le C.P.S. pour chaque ouvrage ou chaque partie d'ouvrage, ε_r est évalué en France métropolitaine, pour des constructions non massives et à l'air libre, à :

4.10⁻⁴ dans le quart sud-est de la France,

3.10⁻⁴ dans le reste de la France,

et $r(t)$ est évalué au moyen de l'annexe I à la présente instruction.

6.2. *Fluage*

* appelant E_{vj} le rapport $\frac{E_{tj}}{1 + K_{fj}}$, on a :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{tj} \quad \text{lorsque } K_{fj} = 2.$$

L'attention est attirée sur le fait que le rapport $\frac{E_{tj}}{E_{vj}}$ peut être notablement supérieur à 3, en particulier pour les pièces minces conservées en atmosphère sèche, ou pour les bétons chargés trop jeunes. Il faut alors procéder à l'analyse plus précise introduisant le coefficient K_{fj} .

En outre, comme pour le module instantané E_{tj} , les formules données ici ne sont valables que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur chantier. Elles ne sont pas valables pour des bétons spéciaux, notamment pour des bétons légers, pour des bétons à haute résistance et pour des bétons traités thermiquement. Généralement, les bétons ayant atteint très jeunes une fraction élevée de leur résistance à 28 jours présentent une déformabilité plus grande, notamment en fluage, que les bétons ayant durci normalement.

** Si on exprime E_{vj} et σ' en bars, la relation devient :

$$E_{vj} = 8000 \sqrt{\sigma'}$$

Si on les exprime en tf/m², elle devient :

$$E_{vj} = 25\,550 \sqrt{\sigma'}$$

Article 7. — *Coefficient de Poisson*

* Dans les phases de déformation plastique, le rapport de la dilatation transversale au raccourcissement longitudinal peut être aussi pris égal à 0,20.

** L'attention est appelée sur la nécessité en ce cas de disposer d'un ferrailage passif suffisant conforme à l'article 21.4.

Article 8. — *Dilatation thermique du béton*

* Le coefficient de dilatation thermique du béton varie généralement de 8.10⁻⁶ pour les bétons à granulats entièrement calcaires, à 12.10⁻⁶ pour les bétons à granulats entièrement siliceux. Si la nature du granulat n'est pas connue à l'avance, on peut admettre le coefficient de dilatation thermique moyen de 10⁻⁵.

** Les valeurs courantes des dilatations à prendre en compte sont indiquées au commentaire de l'article 11 de la présente instruction. La partie rapidement variable de la dilatation est généralement négligeable lorsqu'il s'agit d'actions de longue durée. Lorsqu'il s'agit d'actions de courte durée, elle peut être abaissée jusqu'à 0,5 10⁻⁴ pour des pièces massives ou abritées.

6.2. Fluage.

Le fluage à l'instant t du béton soumis à l'âge de j jours à une contrainte constante σ'_b est exprimé sous la forme :

$$\varepsilon_{jt} = \frac{\sigma'_b}{E_{tj}} \cdot K_{jt} \cdot r(t)$$

où $r(t)$ est la même fonction du temps que celle du retrait et K_{jt} un coefficient qui dépend des mêmes facteurs que ceux énumérés ci-dessus pour le retrait; t est compté ici à partir de la date d'application de la contrainte σ'_b .

Si la valeur de K_{jt} n'est pas donnée par le C.P.S., K_{jt} est :

— pris égal à 2, d'une part pour le calcul des pertes de précontrainte (article 12.3.1), d'autre part lorsque la charge est appliquée à un béton âgé d'au moins 28 jours;

— évalué au moyen de l'annexe I à la présente instruction lorsque la charge est appliquée à un béton plus jeune, ou qu'une plus grande précision est recherchée. *

Sous l'effet des actions permanentes, y compris la précontrainte, appliquées à l'âge de j jours, la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), est évaluée de façon approchée en considérant le module de déformation E_{vj} donné par la formule :

$$E_{vj} = 2\,530 \sqrt{\sigma'_j}$$

dans laquelle E_{vj} et σ'_j sont exprimés en MPa (ou N/mm²). **

Article 7. — Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson du béton, relatif aux déformations élastiques ou visco-élastiques, est pris égal à 0,20 sauf spécification contraire du C.P.S.*

Il peut cependant être pris égal à zéro lorsque la fissuration du béton est admise. **

Article 8. — Dilatation thermique du béton

Si le C.P.S. n'a pas fixé les valeurs à adopter pour le coefficient de dilatation thermique du béton, en fonction de la nature des granulats à utiliser, et pour les variations de température, en fonction de l'exposition de la construction et de la saison au cours de laquelle elle est exécutée, le coefficient de dilatation est pris égal à 10^{-5} et les variations de température à prendre en compte sont soumises à l'acceptation du Maître d'œuvre.

Les actions dues à la dilatation sont évaluées en multipliant :

- par E_p la dilatation relative de longue durée;
- par E_p la dilatation relative de courte durée, réduite de sa partie rapidement variable qui, dans les cas courants, est prise égale à 10^{-4} ;

Un plafonnement des actions dues à la dilatation ne peut intervenir en cas de rupture fragile, mais seulement dans les constructions susceptibles de déformations plastiques importantes par fissuration du béton et allongement des aciers. Il n'est donc à envisager que dans les justifications afférentes à l'état-limite ultime et consiste à réduire, dans les formules de l'article 16, les produits $Q\gamma_Q$ afférents à la dilatation. Encore importe-t-il, pour que ce plafonnement soit admissible, que la combinaison d'actions à partir desquelles on détermine les sollicitations de calcul, ne puisse avoir aucun caractère répétitif.

*** Ces gradients, à caractère journalier, peuvent représenter en ordre de grandeur une dizaine de degrés centigrades de différence, en période d'ensoleillement, entre la température moyenne d'un hourdis de pont et celle du reste de la structure. Les cas non courants sont ceux des pièces contenant des corps à haute température, et ceux de certaines toitures liées de façon très rigide à leurs appuis. Quand les gradients thermiques sont pris en compte, les coefficients γ_Q sont à considérer dans le sens d'une réduction.

B. — ACIERS

Article 9. — Armatures de précontrainte

9.1. * La pré-tension et la post-tension sont définies à l'article 1.

** Soit respectivement 2,10⁶ et 1,9 10⁶ bars; ces valeurs sont équivalentes à 2,04.10⁷ et 1,94.10⁷ tf/m².

— par E_t le complément, soit 10^{-4} , de la dilatation relative de courte durée; le tout sous réserve d'un plafonnement éventuel de l'effort dû à la fissuration du béton. **

Dans les cas courants, il n'est pas tenu compte des gradients thermiques dans les structures. ***

B. ACIERS

Article 9. — Armatures de précontrainte

9.1. Les armatures de précontrainte sont constituées de fils, barres, torons ou câbles toronnés ou torsadés en acier à haute résistance, qui doivent satisfaire aux prescriptions du titre II (Armatures en acier à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré- ou post-tension *) du fascicule n° 4 du C.P.C.

Ces fils, barres, torons ou câbles sont choisis parmi ceux agréés par le Ministre chargé de l'Équipement et du Logement. Dans le cas de pré-tension seuls peuvent être utilisés des fils non lisses ou des torons, en l'absence de mention explicite contraire figurant dans l'arrêté d'agrément.

Les caractères géométriques, mécaniques ou technologiques des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont ceux qui résultent de l'arrêté d'agrément des fils, barres, torons ou câbles constitutifs des armatures. Si l'acier choisi a donné lieu à la fixation de classes par le fascicule 4, ce sont les valeurs planchers de la classe choisie qui sont prises en compte dans les calculs.

En l'absence d'indication du C.P.C. ou de l'arrêté d'agrément et à défaut de mesures précises, relatives au module d'élasticité à la détente E_a et au diagramme efforts-déformations, les valeurs de E_a sont fixées à :

$E_a = 200\ 000$ MPa (ou N/mm²) pour les fils et les barres;

$E_a = 190\ 000$ MPa pour les torons et les câbles toronnés ou torsadés **

et les diagrammes efforts-déformations sont ceux qui sont indiqués à l'annexe II à la présente instruction.

En l'absence d'indication du C.P.C. ou de l'arrêté d'agrément, la valeur de la relaxation d'un câble toronné ou torsadé est considérée comme égale à 1,2 fois celle de ses éléments constitutifs (respectivement fils ou torons).

9.2. * Les conditions normales de l'essai de relaxation sont celles qui sont définies dans le titre II du fascicule 4 du C.P.C : tension initiale égale à 70 % de la résistance réelle à la rupture (résistance prise égale à la moyenne des deux éprouvettes contigües à l'éprouvette soumise à l'essai de relaxation), température 20°C.

La tension de 70 % de la résistance réelle à la rupture σ_{pr} est en moyenne voisine de $0,8 R_g$. C'est ce qui a été supposé dans les formules du texte.

A défaut de mesures effectuées à cette tension initiale, on pourra utiliser les valeurs mesurées sous une tension σ_p s'écartant de la tension normale de l'essai ($0,7 \sigma_{pr}$ ou $0,8 R_g$), moyennant la correction suivante :

$$\frac{\rho\ 1\ 000\ \text{ou}\ \rho\ 3\ 000\ \text{à prendre en compte}}{\rho\ 1\ 000\ \text{ou}\ \rho\ 3\ 000\ \text{mesuré}} = \frac{(0,7 \sigma_{pr}\ \text{ou}\ 0,8 R_g) - 0,55 R_g}{\sigma_p - 0,55 R_g}$$

R_g et T_g désignent, dans la présente Instruction, les grandeurs appelées R_G et T_G dans le fascicule 4, titre II, du CPC, et les arrêtés d'agrément correspondants.

L'attention est attirée d'autre part sur le fait que l'exposition des aciers tendus à une température sensiblement supérieure à 20°C, fût-ce pendant une durée limitée (par exemple emploi de l'étuvage en cas de prétension) est de nature à accroître notablement la relaxation finale.

** Cette dernière condition a été établie pour des aciers dont le classement en basse relaxation ou en très basse relaxation, selon le fascicule 4, titre II, du C.P.C est incertain.

9.3. * On considère, en l'état actuel des connaissances comme relaxation finale celle qui est atteinte au bout de 100 000 heures (11 ans et 5 mois).

** En cas de prétension avec étuvage, cette formule n'est jamais applicable.

9.5. Association avec le béton.

* L'arrêté d'agrément des armatures de précontrainte par pré-tension fournit en application de l'article 2.3 du fascicule 4, titre II, du C.P.C :

— sa longueur nominale de scellement par adhérence l_{sn} (correspondant à L_{SG} dans le titre II);

— ses coefficients d'adhérence : coefficient de fissuration η_A (appelé η dans la présente instruction, ainsi que dans les fascicules 4, titre I et 61, titre VI du CPC) et coefficient de scellement η_D (appelé η_d dans la présente instruction et ψ_d dans ces mêmes fascicules).

9.2. La valeur de la relaxation finale $\Delta\sigma_p(x)$, exprimée en valeur absolue, à prendre en compte dans les calculs est égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$\frac{2,4 \rho_{1000}}{100} \cdot \frac{\sigma_{pt}(x) - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pt}(x)$$

$$\frac{\rho_{3000} + 2,5}{100} \cdot \frac{\sigma_{pt}(x) - 0,55 R_g}{0,25 R_g} \cdot \sigma_{pt}(x)$$

Dans ces formules, dans le cas de la post-tension, $\sigma_{pt}(x)$ désigne la tension initiale définie à l'article 12.2.5 de l'armature à l'abscisse x considérée, R_g sa contrainte de rupture garantie, ρ_{1000} et ρ_{3000} les valeurs exprimées en pour-cent, de la relaxation respectivement à 1 000 et à 3 000 heures dans les conditions normales de l'essai de relaxation; * dans le cas de la prétension, on doit y remplacer $\sigma_{pt}(x)$ par la tension $\sigma_{po}(x)$ définie au même article.

Dans le cas où ρ_{3000} n'est fixé ni par le fascicule 4, titre II, du C.P.C. ni par l'arrêté d'agrément de l'armature, la fraction $\frac{\rho_{3000} + 2,5}{100}$ est remplacée dans la deuxième formule par 0,10. **

9.3. La valeur au bout de h heures de la relaxation $\Delta\sigma_{p,h}(x)$ à prendre en compte dans les calculs doit résulter de mesures expérimentales. *

A défaut de telles mesures on peut utiliser la formule suivante, valable au delà d'environ 100 heures : **

$$\Delta\sigma_{p,h}(x) = \Delta\sigma_p(x) \cdot \left(\frac{h}{100\,000} \right)^\gamma$$

où h est exprimé en heures ($h > 100$) et γ est un coefficient qui peut être obtenu par ajustement sur la partie connue de la courbe expérimentale; à défaut d'un tel ajustement on prendra $\gamma = 0,19$. *

9.4. Le coefficient de dilatation thermique des aciers est pris égal à 10^{-5} par degré centigrade.

9.5. Association avec le béton.

a. Pré-tension.

Les données à prendre en compte pour l'adhérence des armatures de pré-contrainte par pré-tension sont celles fournies par l'arrêté d'agrément de ces armatures, sous réserve, pour la longueur de scellement par adhérence l_{an} , que les conditions d'utilisation soient voisines de celles de l'agrément. *

Dans le cas contraire, la détermination de la longueur de scellement par adhérence doit être basée sur des résultats expérimentaux. **

** Lorsque la structure est soumise à des sollicitations répétées, rapidement variables, il faut parer au risque de détérioration du scellement qui en résulte. On peut à cet égard prendre en compte la longueur l_{endyn} si elle est fournie par l'arrêté d'agrément.

*** La liaison des aciers avec le béton s'effectue en ce cas par l'intermédiaire du coulis d'injection, de la gaine et parfois même d'enduits protecteurs ou lubrifiants.

Article 10. — Armatures passives

Les armatures passives peuvent être des ronds lisses ou des armatures à haute adhérence. Le choix entre ces deux sortes d'armatures résulte, pour certains usages, de la présente Instruction (cf. art. 21.4.3.1).

* Voir notamment articles 8 et 12 de ce titre.

** Ce diagramme diffère selon qu'il s'agit d'acier naturel ou d'acier écroui.

*** Il s'agit des articles 18 et 26 du fascicule 4, titre I et 29 du fascicule 61, titre VI.

CHAPITRE III

Actions et sollicitations

Article 11. — Les actions

* Le C.P.S précise, en tant que de besoin, les valeurs caractéristiques des actions autres que celles dues à la précontrainte et complète leur énumération, en indiquant s'il y a lieu la nature et les valeurs caractéristiques des charges ne faisant pas l'objet de textes réglementaires, ainsi que des actions inhabituelles, notamment des actions accidentelles à prendre en compte.

Il convient de se reporter à l'Instruction provisoire visée dans l'article 2 pour toutes précisions sur les actions à prendre en compte, dont l'énumération est résumée ci-après.

Les actions permanentes comprennent :

— le poids propre des éléments de la construction calculé à partir des volumes prévus dans le projet et des masses volumiques des matériaux. Pour le béton armé et le béton précontraint, celle-ci est prise égale à $2,5 \text{ t/m}^3$ sauf circonstances spéciales (bétons légers, proportion anormale d'armatures, etc.). Pour évaluer

b. Post-tension.

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

Article 10. — *Armatures passives*

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives. Elles sont identiques à celles utilisées dans le béton armé et doivent satisfaire aux prescriptions du titre I — Aciers pour béton armé — du fascicule 4 du C.P.C.

La valeur caractéristique de la résistance à la traction de ces armatures est prise égale à la valeur minimale garantie de la limite d'élasticité définie dans le titre I du fascicule 4 du C.P.C. *

Le diagramme contraintes — déformations unitaires à considérer pour l'application de l'article 23.2 est soit un diagramme simplifié qui, à défaut d'indications du C.P.S., sera celui indiqué à l'annexe II à la présente Instruction, soit un diagramme déterminé expérimentalement sur des échantillons de l'acier à utiliser. **

Les caractères d'adhérence des armatures passives sont définis par le titre du fascicule 4 et le titre VI du fascicule 61 du C.P.C. ***

CHAPITRE III

Actions et sollicitations

Articles 11. — *Les actions*

Les actions sont classées et évaluées conformément aux Directives communes relatives au calcul des constructions. *

les valeurs caractéristiques du poids propre, on ajoute et on retranche au poids ainsi calculé des fractions forfaitaires, fixées à + 6 % et — 4 % sauf cas particuliers (préfabrication précise, pièces massives, pièces minces);

— les poids des équipements fixes de toute nature, dont les valeurs caractéristiques sont évaluées en ajoutant et en retranchant à la valeur escomptée des fractions forfaitaires tenant compte des éventualités de leur augmentation ou de leur diminution dans le temps;

— les poids, les poussées ou les pressions des terres, des solides ou des liquides dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps; les déformations imposées à la construction, etc.

Les actions *cycliques* comprennent :

— les actions dues aux variations de la température, dont les valeurs caractéristiques maximales et minimales correspondent, dans les cas courants, à des dilatations linéaires relatives de :

+ 3.10^{-4} et — 4.10^{-4} si elles sont considérées comme de *courte* durée,
+ 2.10^{-4} et — $2,5.10^{-4}$ si elles sont considérées comme de *longue* durée.

Des indications plus détaillées sur les effets de la température sont données dans l'instruction provisoire visée dans l'article 2;

— les poids, les poussées ou les pressions des solides ou des liquides dont le niveau est variable, etc.

Les actions *intermittentes* comprennent :

— les charges d'exploitation, définies en général par les textes réglementaires en vigueur (titres I, II, III du fascicule 61 du C.P.C pour les ponts, norme NFP 06.001 pour les bâtiments);

— les charges climatiques définies par le CPC (titres I, II et III du fascicule 61 du C.P.C pour les ponts, titre IV du même fascicule pour les autres ouvrages).

S'il y a lieu, des instructions spéciales seront données aux maîtres d'ouvrage pour l'application de la présente instruction aux ouvrages autres que les ponts dans l'attente de l'approbation du titre IV;

— les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution, etc.

Les actions *accidentelles* (séismes, chocs, etc.) sont énumérées par le C.P.S lorsqu'il y a lieu de les prendre en compte.

** Les actions cycliques n'interviennent alors que dans des circonstances particulières, par exemple s'il s'agit d'une construction soumise à des conditions inhabituelles de température, ou à des poussées d'intensité variable dont la valeur moyenne dans le temps est assez forte.

Article 12. — *Actions dues à la précontrainte*

* Conformément à l'usage, le mot « tension » peut désigner soit une force soit une contrainte.

12.1. *Valeur maximale de la tension à l'origine.*

Les actions dues à la précontrainte sont calculées conformément aux prescriptions de l'article 12 ci-après.

Pour le calcul des pertes de tension, on prend en compte la valeur probable des actions de longue durée, égale à la valeur probable des actions permanentes y compris celles dues à la précontrainte, à laquelle il convient d'ajouter le cas échéant la valeur moyenne probable de certaines actions cycliques. **

Pour les justifications vis-à-vis des états-limites, on prend en compte les valeurs caractéristiques maximales et minimales des actions dues à la précontrainte indiquées dans le paragraphe 12.4 ci-après.

Article 12. — Actions dues à la précontrainte

Ces actions sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l'origine (notée σ_{p0} s'il s'agit de la contrainte * dans l'armature) c'est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.

12.1. Valeur maximal de la tension à l'origine.

12.1.1. La force de précontrainte à l'origine (ou la contrainte à l'origine correspondante) ne doit pas dépasser la valeur qui figure dans l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé.

12.1.2. * Pour les armatures de précontrainte constituées par des fils non ronds ou non lisses, des barres, des torons ou des câbles toronnés ou torsadés, R_p et T_p doivent être remplacés respectivement par les quotients de la charge de rupture garantie $F_{R,p}$ et de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % garantie $F_{T,p}$, par leur section nominale.

12.2. Pertes de tensions instantanées.

12.2.1.

* Des valeurs différentes de celles de l'arrêté d'agrément, ou même une formule différente pour $\sigma_{p0}(x)$ sont à utiliser dans certains cas, par exemple si l'armature traverse des joints, ou si son tracé est hélicoïdal. Ces valeurs différentes doivent se référer à des résultats expérimentaux et sont éventuellement indiquées dans le CPS.

12.2.3. * Ces pertes peuvent provenir par exemple des déformations des joints dans les constructions réalisées par éléments préfabriqués.

12.2.4. * En pratique, une approximation suffisante peut généralement être obtenue en assimilant $\sigma'_{b,j}$ à la contrainte finale probable du béton, σ'_b , définie dans l'article 12.3.1, et en estimant cette perte à $3 \sigma'_b$.

** Les variations de tension définies dans ces deux derniers alinéas sont évaluées en utilisant les sections homogénéisées (voir § 18.4 et notamment 18.4.2)

Dans le cas de pré-tension, la perte résultant de la déformation instantanée du béton est égale à :

$$\frac{\sigma'_{b,j}}{E_{t,j}} E_a$$

12.1.2. La contrainte à l'origine correspondante ne doit pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

- 0,85 R_g ,
- 0,95 T_g * si le remplacement d'un fil rompu lors de la mise en tension peut être assuré ,

ou 0,90 T_g dans le cas contraire : si un ou plusieurs fils se rompent, il convient de dépasser dans les autres fils la contrainte 0,90 T_g , sans dépasser 0,85 R_g , de manière à se rapprocher au maximum de la force de précontrainte à l'origine prévue pour l'armature.

12.2. Pertes de tension instantanées.

12.2.1. Perte de tension par frottement de l'armature.

La valeur $\sigma_{po}(x)$ de la tension d'une armature de précontrainte lors de sa mise en tension est déterminée dans une section par la formule :

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

dans laquelle :

x est la distance de la section à celle des sorties des organes de mise en tension qui conditionne la valeur maximale de la tension dans cette section;

α la somme des valeurs absolues des déviations angulaires verticales et horizontales sur la distance x ;

f le coefficient de frottement de l'armature sur sa gaine;

φ le coefficient de perte relative de tension par unité de longueur.

Les valeurs de f et φ sont fixées dans l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé. *

Dans le cas de pré-tension, elles font l'objet d'une détermination expérimentale.

La perte de tension par frottement est égale à $\sigma_{po} - \sigma_{po}(x)$.

12.2.2. Perte de tension à l'ancrage.

Il est tenu compte de la perte de tension qui peut résulter du glissement de l'armature par rapport à son ancrage ou du tassement de l'ancrage. La valeur de cette « rentrée d'ancrage » est fixée dans l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte utilisé.

Dans le cas de pré-tension, il est tenu compte de la perte de tension qui résulte du glissement éventuel de l'armature par rapport à son ancrage sur banc.

12.2.3. Autres pertes de tension instantanées d'origine technologique

Il est tenu compte de toutes les autres causes possibles de pertes de tension instantanées dues au procédé d'exécution * ou au fonctionnement du matériel de mise en tension.

12.2.4. Perte de tension par déformations instantanées du béton.

Il est tenu compte de la perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte mises en tension après l'armature étudiée, et aux actions de longue durée appliquées simultanément.

Cette perte de tension peut généralement être assimilée à une perte moyenne effectant chacune des armatures et égale dans une section à :

$$\frac{1}{2} \frac{\sigma_M}{E} E_a$$

12.2.5. * Sous réserve de l'application du § 12.2.2., $\sigma_{po}(x)$ est généralement, dans le cas de pré-tension, pratiquement égal à σ_{po} .

12.3.1. * Compte tenu des prescriptions du chapitre II ci-dessus et des indications de l'annexe I, $\Delta\sigma_r$, $\Delta\sigma_{f1}$ et $\Delta\sigma_p$ ont pour valeurs :

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r [1 - r(t_0)] E_a$$

t_0 désignant l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$$\Delta\sigma_{f1} = K_{f1} \frac{\sigma_b}{E_{s1}} E_a$$

K_{f1} étant défini dans l'article 6.2 et généralement égal à 2, et j désignant l'âge du béton lors de la mise en tension.

$\Delta\sigma_p$: la plus élevée des deux valeurs résultant des formules indiquées dans l'article 9.2.

σ'_{bj} désignant la contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée et j désignant l'âge moyen du béton, au moment où interviennent ces actions. *

Il est aussi tenu compte, s'il y a lieu, de la variation de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues aux actions de longue durée appliquées postérieurement à la mise en tension de l'armature étudiée.

Dans le cas de *pré-tension*, il est tenu compte des variations de tension qui résultent des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte lorsqu'on les libère de leurs ancrages sur banc et aux actions de longue durée appliquées simultanément ou postérieurement. **

12.2.5. Le total des pertes de tension visées dans les paragraphes 12.2.1 à 12.2.4 ci-dessus, dites « pertes de tension instantanées », est noté $\Delta\sigma_i(x)$.

Dans le cas de post-tension, la tension au point d'abscisse x après pertes de tension instantanées est appelée « tension initiale » et notée :

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

Dans le cas de pré-tension, la « tension initiale » s'obtient en soustrayant de σ_{po} , outre $\Delta\sigma_i(x)$, la perte de tension due à la relaxation qui se produit entre la mise en tension de l'armature et sa libération de ses ancrages sur le banc, calculée au point d'abscisse x sous une tension $\sigma_{po}(x)$, et au retrait du béton déjà effectué lors de la libération des ancrages. *

12.3. Pertes de tension différées.

12.3.1. Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte à des actions de longue durée peu variables par la suite, la valeur finale de la perte de tension différée au point d'abscisse x est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi} + \Delta\sigma_p - \frac{\Delta\sigma_p (\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi})}{\sigma_{pi}(x) - 0,55 R_g}$$

si

$$\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi} < \sigma_{pi} - 0,55 R_g$$

ou à

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi} \quad \text{dans le cas contraire.}$$

Dans ces formules :

$\Delta\sigma_r$ est la perte finale de tension due au retrait du béton supposé agir seul;

$\Delta\sigma_{fi}$ est la perte finale de tension due au fluage du béton sous une contrainte constante égale à la contrainte finale du béton au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée, due aux actions probables de longue durée, la valeur probable des actions dues à la précontrainte étant évaluée après retrait, fluage et relaxation. Cette contrainte finale est notée σ'_b ;

$\Delta\sigma_p$ est la perte finale de tension due à la relaxation de l'armature soumise au départ à la tension initiale définie dans le § 12.2.5, en supposant qu'elle garde une longueur constante. *

12.3.2. * Ces variations peuvent concerner :

— la précontrainte, qui est toujours variable dans le temps par suite de ses pertes différées, et qui en outre varie souvent du fait de mises en tension successives;

— les charges permanentes qui sont le plus souvent mises en jeu par phases successives pouvant comporter plusieurs opérations de coulage, de mise en œuvre d'éléments préfabriqués et de pose de superstructures diverses.

** Cette contrainte σ'_{bj} est donc calculée à partir des actions s'exerçant au jour j , celles de la précontrainte pouvant être évaluées à partir des règles données en 12.3.3.

*** Cette correction tient compte du fait que les déformations du béton sont d'autant plus importantes que les contraintes sont appliquées sur un matériau plus jeune. Lorsque σ'_{bj} est supérieur à σ'_b au cours de plusieurs phases successives, il y a lieu d'appliquer la formule en adoptant le couple de valeurs k_j, σ'_{bj} le plus défavorable, étant entendu que le terme $\Delta\sigma_e$ est applicable à tout groupe de câbles tendus avant ou pendant la phase considérée.

**** La correction indiquée dans le cas où $1,2\sigma'_b > \sigma'_{bj} > \sigma'_b$ devient insuffisante dès que σ'_{bj} atteint des valeurs importantes appliquées pendant des durées appréciables. On peut citer comme exemple certaines poutres préfabriquées soumises à des contraintes σ'_{bj} élevées sous leur poids propre tandis que la contrainte définitive σ'_b est relativement faible; en cas de durée de stockage importante les contraintes σ'_{bj} provoquent alors des déformations irréversibles dont la correction basée uniquement sur les contraintes ne saurait rendre compte.

12.33. * La formule donnée pour $j < 28$ admet que, pendant les 28 premiers jours, la relaxation est prépondérante sur les autres effets.

L'attention est attirée sur le fait que lorsque la construction comporte la mise en tension, à des époques différentes, de différents groupes d'armatures de précontrainte, le calcul des pertes de précontrainte doit être fractionné en tenant compte des différentes phases. En particulier :

— dans chaque calcul afférent à un groupe d'armatures l'origine des temps est l'instant de la mise en tension de ce groupe (et non l'époque où le béton a été coulé);

— dans tout calcul de pertes, il y a lieu de tenir compte de l'âge du béton au moment de la mise en tension de façon à défalquer les fractions du retrait et du fluage déjà effectuées (se référer aux articles 6.1 et 6.2. qui précèdent);

— dans tout calcul de pertes dont le début est postérieur à la mise en tension du groupe d'armatures considéré, il y a lieu de défalquer la fraction de la relaxation déjà effectuée (se référer à l'art. 9.3 qui précède).

12.4. Valeurs caractéristiques et valeur probable des actions dues à la précontrainte.

* En général, P_1 et P_2 sont prises en compte dans des combinaisons d'actions différentes. Cependant, pour les pièces qui comportent plusieurs ensembles d'armatures de précontrainte, il peut y avoir lieu de prendre en compte, dans la même combinaison, la valeur maximale P_1 pour les uns et la valeur minimale P_2 pour les autres, en respectant les principes énoncés dans les directives communes relatives au calcul des constructions.

12.3.2. Lorsque les actions de longue durée subissent des variations importantes : *

Dans le cas où la contrainte de compression du béton σ'_{bj} ** calculée, au niveau du centre de gravité du groupe d'armatures de précontrainte considéré, à partir de la valeur moyenne probable des actions de précontrainte, reste à tous les âges inférieure à $1,2 \sigma'_b$, σ'_b ayant la signification donnée au paragraphe 12.3.1, le mode de calcul de ce dernier paragraphe peut être maintenu moyennant la correction suivante *** : lorsque s'exerce avant l'âge de 28 jours une contrainte $\sigma'_{bj} > \sigma'_b$, il est ajouté aux pertes différées calculées selon 12,31

le terme $\Delta\sigma_e = k_j (\sigma'_{bj} - \sigma'_b)$ avec $k_j = \frac{140-5j}{j+12}$, et j l'âge du béton en jours, cette expression n'étant applicable que pour $2 \leq j \leq 28$ et dans le cas de bétons non étuvés.

Dans le cas où $\sigma'_{bj} > 1,2 \sigma'_b$, les pertes occasionnées par les déformations irréversibles supplémentaires résultant de l'application de la contrainte σ'_{bj} sont évaluées en s'appuyant sur la théorie des déformations du béton donnée par l'annexe I ****.

12.3.3. Lorsqu'il est nécessaire de tenir compte de l'évolution des pertes de précontrainte en fonction du temps, on peut admettre que le total des pertes différées : *

— dans les 28 premiers jours, suit la loi :

$$\Delta\sigma_{dj} = 0,18 j^{0,25} \Delta\sigma_d$$

j désignant le nombre de jours comptés à partir de la mise en tension du groupe d'armatures considéré et $\Delta\sigma_{dj}$ la perte de tension effectuée au jour j ;

— au-delà de 28 jours, suit la loi :

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

la fonction $r(j)$ étant identique à la fonction $r(t)$ mentionnée dans l'article 6, et l'instant origine de la variable j étant le même que ci-dessus.

12.4. Valeurs caractéristiques et valeur probable des actions dues à la précontrainte.

Les valeurs caractéristiques maximale et minimale des actions dues à la précontrainte, au jour j et au point d'abscisse x , notées symboliquement P_1 et P_2 *, sont calculées à partir des contraintes suivantes :

$$\sigma_{p1} = 1,02 \sigma_{p0} - 0,80 \Delta\sigma_{pj}(x) \rightarrow P_1$$

$$\sigma_{p2} = 0,98 \sigma_{p0} - 1,20 \Delta\sigma_{pj}(x) \rightarrow P_2$$

Ces principes conduisent à exclure la prise en compte simultanée de P_1 et de P_2 dans des armatures de directions voisines, et *a fortiori* en différents points d'une même armature.

En revanche, il peut y avoir lieu de prendre en compte P_1 pour l'ensemble des armatures longitudinales et P_2 pour l'ensemble des armatures transversales.

** Dans le cas de pré-tension, la perte totale $\Delta\sigma_{pv}(x)$ doit tenir compte également des pertes sur banc, mentionnées en 12.2.5. De plus les formules donnant σ_{p1} et σ_{p2} ne sont applicables qu'à partir d'une certaine distance des abouts. Cette distance, ainsi que les valeurs de la précontrainte à prendre en compte dans les zones d'abouts, sont précisées dans le chapitre VII ci-après.

Article 13. — Justifications exigées

* Le présent texte ne vise que les justifications par le calcul. Il ne s'applique pas aux justifications par référence directe aux essais, admises dans les circonstances et dans les conditions indiquées dans des textes particuliers.

Article 14. — Équilibre statique

* Sous les réserves indiquées dans les directives communes relatives au calcul des constructions, les coefficients γ_Q à faire intervenir dans ces combinaisons sont donc fixés comme suit :

— lorsque des accidents de personnes sont à craindre en cas de dépassement de l'état-limite considéré, les valeurs de γ_{QL1} et γ_{Qc} sont prises égales à celles qui figurent dans l'article 16.1 ci-après, multipliées par 1,2; γ_{QL2} est pris égal à 0,9; P_1 (ou P_2) est à prendre en compte s'il y a lieu pour le calcul des réactions hyperstatiques de précontrainte avec un coefficient γ_{P1} , ou γ_{P2} , égal à 1,2, ou 0,9, suivant que ces réactions sont défavorables ou favorables;

— dans le cas contraire, γ_{QL1} , γ_{QL2} , γ_{P1} , γ_{P2} et γ_{Qc} ont les mêmes valeurs que celles qui figurent dans l'article 16.1 ci-après; toutefois, une réduction du coefficient γ_{Qc} peut être admise lorsque le dépassement de l'état-limite considéré ne risque d'entraîner que des conséquences minimales pour la construction elle-même.

Article 15. — Calcul des sollicitations.

* Les sollicitations sont définies à l'article 1.1.2 des « Directives communes relatives au calcul des constructions ».

15.1. Règles générales.

* Ces règles générales sont applicables aux efforts développés dans le béton par la précontrainte aussi bien qu'à ceux dus aux actions extérieures. Il doit en particulier être tenu compte des effets hyperstatiques engendrés par la

σ_{p0} désignant la valeur probable de la tension à l'origine définie ci-dessus;
 $\Delta\sigma_{pj}(x)$ désignant la perte de tension totale, c'est-à-dire la somme des pertes de tension instantanées et différées, au point d'abscisse x et au jour j .

La perte de tension totale finale, égale dans le cas de post-tension à $\Delta\sigma_t(x) + \Delta\sigma_d(x)$, est notée $\Delta\sigma_{pv}(x)$. **

La valeur probable des actions dues à la précontrainte, au point d'abscisse x et au jour j , est calculée à partir de la contrainte $\sigma_{pj}(x)$ (ou simplement σ_p) = $\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pj}(x)$.

Article 13. — Justifications exigées

Les justifications produites doivent montrer, pour l'ensemble de la construction et pour un certain nombre d'éléments et de sections :

— que les combinaisons d'actions de calcul à considérer vis-à-vis des états-limites d'équilibre statique ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les combinaisons d'actions limites correspondantes (art. 14 ci-après);

— que les sollicitations de calcul à considérer vis-à-vis de chacun des autres états-limites ne dépassent pas, dans le sens défavorable, les sollicitations limites correspondantes (art. 15 à 17 ci-après). *

Article 14. — Équilibre statique

Lorsque l'équilibre statique de l'ensemble ou d'une partie de la construction n'est pas évidemment assuré, les combinaisons d'actions de calcul à considérer vis-à-vis des états-limites correspondants sont établies conformément aux Directives communes relatives au calcul des constructions.

Dans ces combinaisons, les réactions hyperstatiques de précontrainte sont prises en compte de la même manière que les autres actions de longue durée. *

Article 15. — Calcul des sollicitations*

15.1. Règles générales.

D'une façon générale, les sollicitations sont calculées en utilisant pour l'ensemble de la structure un modèle élastique et linéaire (le modèle employé pour le calcul des sections pouvant être plastique) *. On emploie les procédés

précontrainte dans toute structure hyperstatique; ces effets sont évalués de façon homogène avec les effets isostatiques correspondants, pour obtenir les sollicitations correspondant respectivement à P_1 et P_2 (cf. art. 12.4 ci-dessus).

Dans la mesure où le caractère élastique et linéaire d'une structure n'est pas altéré, les coefficients γ_Q fixés par les articles 16 et 17 ci-après peuvent être appliqués aux sollicitations aussi bien qu'aux actions. Il est rappelé toutefois que les sollicitations de calcul ultimes comportent, outre l'application des coefficients γ_Q , celle du coefficient γ_{S_3} pris égal à 1,2.

** Ces autres moyens peuvent être notamment l'expérimentation sur modèles élastiques, ou des procédés s'inspirant de l'article 48 du fascicule 61 VI du CPC en date du 27 octobre 1970.

*** Il s'agit ici des redistributions d'efforts dans les sections et entre sections par suite de l'élasticité instantanée ou différée du béton.

**** Les efforts du second ordre sont toujours à considérer dans les études d'instabilité élastique (cf. art. 24). Dans les autres cas, on peut admettre qu'ils sont négligeables lorsque l'augmentation des contraintes qui peuvent en résulter ne dépasse pas 10 %, en ordre de grandeur, sous sollicitations d'utilisation, la limite à adopter devant varier assez largement selon que le dimensionnement de la pièce est ou non surabondant.

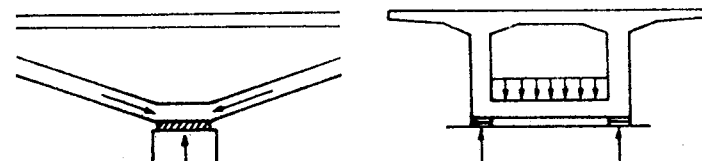
***** Il s'agit ici des redistributions d'efforts entre sections par suite de la non proportionnalité des contraintes du béton à ses déformations; elles se cumulent avec les redistributions d'efforts précédentes.

15.2. Fonctionnement de détail des pièces et de leurs assemblages.

* Pour ce faire il peut être recouru aux divers procédés et moyens de calcul évoqués au paragraphe 15.1.

Les tractions qui pourraient apparaître résultent le plus souvent de la flexion transversale d'une âme ou d'une membrure, de poussées au vide et de la présence de trous dans les pièces.

Un premier exemple est donné par les poussées au vide transversales des membrures présentant des déviations angulaires ou des courbures : il en résulte la nécessité d'entretoises ou montants d'appui au droit des déviations, et d'armatures transversales dans les parties courbes.



de la Résistance des Matériaux, lorsqu'ils sont applicables compte tenu de la forme de chaque pièce et, à défaut, on utilise d'autres moyens. **

Il convient cependant, quel que soit le mode de calcul adopté :

— de tenir compte des dispositions du paragraphe 15.3 ci-après, lorsqu'il s'agit d'ouvrages exécutés en plusieurs phases; ***

— de tenir compte des effets des déformations, généralement appelés effets du second ordre, dans les cas où ils ne sont pas négligeables; ****

— de tenir compte des dispositions de l'article 26 (Redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques) lorsque le C.P.S. a autorisé l'usage de cet article; *****

— de tenir compte, pour les pièces linéaires soumises à des efforts de torsion, des indications de l'article 32;

— de tenir compte, pour les dalles, des indications de l'article 37;

— de tenir compte, en ce qui concerne les efforts dus à la précontrainte, de ses effets instantanés et différés et des dispositions du chapitre VII relatives aux efforts aux abouts des pièces et aux environs des appuis ou des ancrages des armatures de précontrainte.

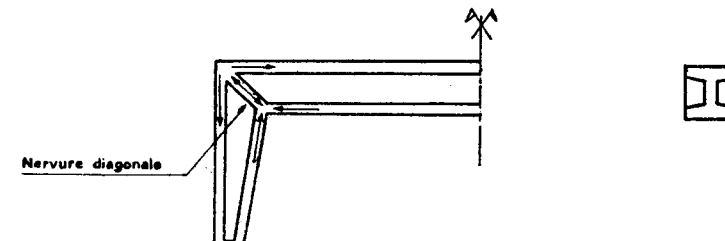
Enfin on peut apporter au calcul les simplifications indiquées au paragraphe 15.4.

15.2. Fonctionnement de détail des pièces et de leurs assemblages.

Les articles 19 et 20, le chapitre VII et le chapitre IX fixent les règles à suivre pour certaines parties de pièces.

Dans les autres cas, quel que soit le mode de calcul adopté pour les sollicitations appliquées à l'ensemble des pièces, leur fonctionnement de détail doit être étudié, à tous stades d'exécution et en service, de façon à déceler tous les risques d'apparition de tractions, de compressions excessives ou d'instabilité. *

Un autre exemple est donné par le portique représenté ci-dessous, pour lequel il est indispensable de placer une nervure diagonale dans l'angle.



S'agissant de béton précontraint, il importe d'avoir présent à l'esprit que souvent, à vide ou sous charge minimale, les efforts sont en sens inverse du sens qu'ils ont sous charge maximale ou dans un ouvrage en béton armé. Ainsi, dans les exemples ci-dessus, les membrures inférieures peuvent être soit tendues soit comprimées en un point donné, selon le cas de charge considéré.

A titre d'exemple d'instabilité, on peut citer le risque de flambement des ailes de la membrure comprimée d'une pièce grêle.

15.3. Ouvrages construits en plusieurs phases.

* Il convient de tenir compte des phases successives de chargement de l'ouvrage et, à cet effet, de procéder à une analyse précise de leur succession tout le long de son exécution : opérations successives de bétonnage, mises en précontrainte, pertes de précontrainte entre les différentes phases, décentrement et décoffrages, enlèvement des étais, réglages divers, exécution des superstructures, ainsi que leurs conséquences éventuelles (tassements des cintres...).

Le principe de superposition des états de contrainte permet de calculer, par sommation, les efforts dans toutes les sections au cours des diverses phases. Ce n'est qu'à un stade ultérieur du calcul (cf. chap. V) que la fissuration du béton sera considérée s'il y a lieu.

** Deux cas peuvent se présenter et éventuellement se combiner :

— une section de béton composée de deux ou plusieurs parties coulées à des dates différentes.

Les déformations différées différentielles (retrait et fluage) des diverses parties entraînent une redistribution des contraintes dans la section et, si l'ouvrage est hyperstatique, une redistribution des sollicitations entre sections;

— ouvrage hyperstatique dans sa configuration de service, mais dont le schéma statique varie en cours de construction.

Le fluage du béton donne alors naissance à des réactions hyperstatiques, ce qui entraîne une redistribution des efforts entre les sections qu'il convient d'analyser vis-à-vis, entre autres, des risques de fissuration en service.

Dans chacun de ces cas les redistributions des efforts sont fonction de la durée de chaque phase de l'exécution (y compris délai de stockage lorsqu'il y a lieu).

15.3. *Ouvrages construits en plusieurs phases.*

Lorsqu'un ouvrage est exécuté en plusieurs phases, il en est tenu compte dans l'évaluation des sollicitations aussi bien en cours d'exécution qu'en service.

On admet le principe de superposition des états de contrainte partiels successifs en supposant, pour le calcul des efforts, l'élasticité des matériaux et l'absence de fissuration du béton; *

Il est en outre tenu compte, s'il y a lieu, des redistributions d'efforts et de contrainte, dues aux déformations différées du béton (retrait et fluage)**, en superposant les états de contrainte dus à ces redistributions, aux états de contrainte réalisés avant qu'elles ne se soient produites.

15.4. *Simplifications admises.*

15.4.1. * La présente simplification est indépendante des règles de l'article 18 relatives aux sections nettes et aux sections homogénéisées, règles qui n'interviennent que pour la justification finale des sections.

L'attention est appelée, par ailleurs, sur la chute brutale de la rigidité de torsion, dès la fissuration (cf. art. 32.1.).

15.4.3. * Ces cas sont les cas particuliers visés au commentaire de l'article 4.1.52 des Directives communes relatives au calcul des constructions. Dans ces cas, il est recommandé de toute manière de prévoir une fourchette pour la détermination des efforts, de manière à couvrir les écarts qui résulteraient de ce que le programme des travaux se soit écarté des prévisions.

15.4.4. * En règle générale l'application du présent paragraphe devra être limitée aux usages sanctionnés par l'expérience.

Article 16. — *Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance (autre qu'à la fatigue)*

* Les états-limites ultimes de stabilité de forme font l'objet de l'article 24. Les états-limites de fatigue font l'objet de l'article 25.

16.1. *Combinaisons fondamentales.*

* Écrite sous cette forme pour plus de clarté, cette formule, de même que les autres formules analogues des articles 16 et 17, suppose que la sollicitation globale à considérer est égale à la somme des sollicitations élémentaires dues aux actions $\gamma_{Qi} Q_i$, ce qui est le cas habituel. Dans les cas particuliers où il

15.4. *Simplifications admises.*

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

De plus, en règle générale, ces calculs sont effectués sur sections brutes, c'est-à-dire sans soustraction des trous, encoches et gaines destinées à loger les armatures de précontrainte.

15.4.2. Lorsque, le module d'élasticité s'éliminant, les efforts dépendent du coefficient de Poisson, la valeur de ce dernier est choisie conformément à l'article 7 de la présente instruction.

15.4.3. Dans les cas visés à l'article 15.3, à défaut de procéder à un calcul complet phase par phase des redistributions d'efforts, on pourra borner généralement l'analyse à la détermination d'une fourchette à l'intérieur de laquelle seront contenus les efforts. *

15.4.4. Pour certains éléments dont les conditions d'encastrement, complet ou partiel, sur leurs appuis peuvent s'écarter notablement en fait des conditions idéales qui correspondent à l'hypothèse de l'élasticité, on peut évaluer les moments d'encastrement à des fractions choisies *a priori* des moments maximaux qui seraient supportés par la pièce si elle était articulée. * Cette simplification devra donner lieu à la détermination d'une fourchette à l'intérieur de laquelle seront contenus les efforts. Cependant l'ouverture de cette fourchette peut être resserrée, sauf pour la détermination des armatures passives sous sollicitations d'utilisation, par usage de l'article 26 (adaptation des systèmes hyperstatiques).

15.4.5. Pour les poutres en T_e ou en double T_e, il est tenu compte des dispositions de l'article 19.

15.4.6. Pour les dalles et hourdis, il est tenu compte des dispositions du chapitre VIII.

15.4.7. Enfin il est loisible d'avoir recours, dans leurs domaines d'application spécifiés, aux méthodes de calcul simplifiées qui figurent en annexe à la présente Instruction.

Article 16. — *Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites ultimes de résistance (autre qu'à la fatigue)**

16.1. *Combinaisons fondamentales.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,2 \left[S(1,1 Q_{L1}) + S(0,9 Q_{L2}) + \begin{cases} S(P_1) \\ \text{ou} + S(\gamma_{Qc} Q_c) \\ S(P_2) \end{cases} \right]^*$$

n'en est pas ainsi, il convient d'appliquer le principe général de l'article 1.1.2 des Directives communes du 13 décembre 1971, c'est-à-dire de calculer directement la sollicitation due à l'ensemble des actions de calcul $S\{\gamma_{Q_i} Q_i\}$ et de multiplier cette sollicitation par le coefficient γ_{Ss} .

Q_{L1} et Q_{L2} représentent les actions de longue durée. Q_c les actions de courte durée, définies dans les directives communes relatives au calcul des constructions. Pour le choix des actions à porter respectivement en Q_{L1} et en Q_{L2} , se reporter dans les cas complexes à l'article 5 de ces Directives.

P_1 et P_2 représentent les actions dues à la précontrainte définies dans l'article 12.4. Voir en particulier le commentaire correspondant.

Quand on considère les actions de longue durée seules, $Q_c = 0$.

Les valeurs fixées pour $\gamma_{Q_{L1}} = 1,1$, $\gamma_{Ss} = 1,2$ et γ_{Q_c} peuvent être augmentées (et $\gamma_{Q_{L2}} = 0,9$ peut être diminué) par le C.P.S. dans des cas exceptionnels. Elles ne peuvent être modifiées dans l'autre sens que sur justification particulière.

** La réduction du coefficient γ_{Q_c} jusqu'à 1,15 est envisageable pour les charges dues à certains équipements définis de façon très précise (exemple poutre de lancement); une réduction jusqu'à 1,1 peut même être envisagée pour les équipements dont la charge serait contrôlée à chaque phase (par exemple par vérin). Mais le coefficient 1,4 reste applicable à toute la partie des charges non permanentes qui ne peut être définie avec précision (main-d'œuvre, appareillages courants, coffrages, étais, charges affectées d'effet dynamique, etc.).

*** Voir dans le commentaire **** la définition des charges de caractère particulier.

**** Le commentaire de l'article 11 ci-dessus rappelle les valeurs caractéristiques à prendre en compte pour les actions de la température. Ces actions peuvent être soit des forces appliquées (par exemple, effet de la dilatation d'un tablier sur un appui de pont) soit des déformations imposées à la structure. Dans le deuxième cas, ces actions sont plafonnées suivant les indications données dans le commentaire de l'article 8 ci-dessus.

Pour certaines constructions ou éléments de construction, il y a lieu d'examiner au surplus les effets des variations rapides de la température, ainsi que ceux des gradients thermiques.

***** Il s'agit des convois militaires et des convois exceptionnels définis dans le titre II du fascicule 61, des convois spéciaux sur les ponts-rails ou d'autres charges d'exploitation de caractère particulier définies dans des textes généraux ou dans le CPS.

avec :

$\gamma_{Q_c} = 1,4$ lorsque Q_c représente les charges appliquées en cours d'exécution; toutefois, dans le cas où une partie de ces charges est connue avec précision, et éventuellement contrôlée, ce coefficient peut être réduit pour cette partie des charges; **

$\gamma_{Q_c} = 1,33$ lorsque Q_c représente les charges [sans] caractère particulier sur les ponts-routes; ***

$\gamma_{Q_c} = 1,25$ lorsque Q_c représente les charges sur les planchers des bâtiments.

Dans les combinaisons correspondantes, on prend en compte comme action de courte durée les valeurs caractéristiques (différentes suivant la destination du bâtiment) des charges sur les planchers, notées Q_B , à l'exclusion des charges dues aux cloisons, qui sont à inclure dans les actions de longue durée Q_L .

On introduit aussi dans Q_L une charge de neige de longue durée égale à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

$\gamma_{Q_c} = 1,25$ lorsque Q_c représente :

- soit les charges sur les ponts-rails;
- soit les actions de la température; ****
- soit les autres actions cycliques;
- soit les charges climatiques (neige ou vent).

Pour le calcul des bâtiments, lorsque Q_c représente soit les actions cycliques, soit les charges climatiques, il est opéré comme suit :

— lorsque les charges verticales ont un effet défavorable, on introduit dans Q_{L1} (en plus des actions permanentes, y compris le poids des cloisons) la partie de la valeur caractéristique des charges sur les planchers qui doit être considérée comme de longue durée; cette partie, qui dépend de l'utilisation du bâtiment, est prise égale à $0,4 Q_B$ pour les locaux à usage d'habitation et analogues (écoles, bureaux, etc.), à des valeurs comprises entre $0,4 Q_B$ et Q_B pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation, et à Q_B pour les bâtiments de stockage dont la charge s'approche fréquemment de sa valeur caractéristique;

de plus, lorsque l'action de courte durée considérée est celle du vent, on introduit dans Q_{L1} une charge de neige de longue durée égale à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61;

— lorsque les charges verticales ont un effet favorable, on introduit dans le terme Q_{L2} uniquement les actions permanentes, y compris le poids des cloisons, avec leurs valeurs caractéristiques minimales, à l'exclusion des charges sur les planchers et des charges de neige.

$\gamma_{Q_c} = 1,1$ lorsque Q_c représente les charges d'exploitation de caractère particulier; *****

γ_{Q_c} est fixé par le C.P.S. pour les autres actions de courte durée, notamment pour les charges d'exploitation des constructions autres que les bâtiments et les ponts.

16.2. Combinaisons supplémentaires.

* Le coefficient $\gamma_{Q_{c1}}$ dépend de la probabilité de simultanéité des charges sur les planchers avec les charges dues au vent, donc de l'utilisation du bâtiment. Il peut être pris égal à 1 dans les locaux à usage d'habitation et analogues, sauf circonstances particulières, et doit atteindre 1,25 dans les constructions utilisées en permanence pour le stockage. Il est compris entre 1 et 1,25 pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation.

** Cette combinaison suppose la compatibilité de l'action de la neige et de la charge d'exploitation.

Le coefficient $\gamma_{Q_{c1}}$ dépend de l'utilisation du bâtiment :

Il peut être pris égal à 1,1 pour les locaux à usage d'habitation et analogues, sauf circonstances particulières, et doit atteindre 1,25 dans les constructions utilisées en permanence pour le stockage. Il est compris entre 1,1 et 1,25 pour les bâtiments industriels, suivant leurs conditions d'exploitation.

Le coefficient $\gamma_{Q_{c2}}$ dépend des conditions climatiques de la région et de l'exposition du bâtiment. Sous réserve d'indications différentes ou plus précises données dans le titre IV du fascicule 61, il est pris égal à 1 dans les circonstances les plus favorables, et doit atteindre 1,2 lorsque le bâtiment risque d'être soumis pendant de longues périodes à l'action de la neige.

16.3. Combinaisons accidentelles.

* La valeur caractéristique Q_{A_c} est fixée dans le CPS.

16.2. *Combinaisons supplémentaires.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,2 \left[S(1,1 Q_{L1}) + S(0,9 Q_{L2}) + \begin{cases} S(P_1) \\ \text{ou} \\ S(P_2) \end{cases} + S(\gamma_{Q_{c1}} Q_{c1}) + S(\gamma_{Q_{c2}} Q_{c2}) \right]$$

avec, suivant les combinaisons :

- I $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Q_{c1}} = 1,3 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges appliquées en cours d'exécution} \\ \gamma_{Q_{c2}} = 1,25 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les actions du vent en cours d'exécution} \end{array} \right.$
- II $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Q_{c1}} = 1 \text{ à } 1,25 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges sur les planchers des bâtiments}^* \\ \gamma_{Q_{c2}} = 1 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les charges dues au vent} \end{array} \right.$

Dans les combinaisons correspondantes, est introduite dans Q_{L1} , en plus des actions permanentes, y compris le poids des cloisons, une charge de neige de longue durée estimée à la moitié de la valeur caractéristique de courte durée des charges dues à la neige, sous réserve d'indications différentes ou plus précises données sur ce point dans le titre IV du fascicule 61.

- III $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Q_{c1}} = 1,1 \text{ à } 1,25 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges sur les planchers des bâtiments}^{**} \\ \gamma_{Q_{c2}} = 1 \text{ à } 1,2 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les charges dues à la neige}^{**} \end{array} \right.$
- IV $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Q_{c1}} = 1,1 \text{ lorsque } Q_{c1} \text{ représente les charges sur les ponts-rails} \\ \gamma_{Q_{c2}} = 1,1 \text{ lorsque } Q_{c2} \text{ représente les actions du vent compatibles avec l'application de ces charges.} \end{array} \right.$

Dans ces combinaisons, les valeurs caractéristiques des actions Q_c sont respectivement les mêmes que celles qui sont prises en compte dans les combinaisons fondamentales (art. 16.1) à l'exclusion des actions du vent Q_{c2} dans la combinaison IV qui est spécifique.

16.3. *Combinaisons accidentelles.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

$$1,2 \left[S(1,1 Q_{L1}) + S(0,9 Q_{L2}) + \begin{cases} S(P_1) \\ \text{ou} \\ S(P_2) \end{cases} + S(Q_{Ac}) \right]$$

Q_{Ac} désignant la valeur caractéristique de l'action accidentelle *.

Article 17. — *Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites d'utilisation*

* Les états-limites d'utilisation dépendent principalement des conditions d'exploitation et de durabilité recherchées pour la construction. Il s'agit surtout d'états-limites de déformation (instantanée ou différée), de décompression, de formation de fissures, d'ouvertures de fissures, définis dans les chapitres suivants et précisés dans le CPS.

Le CPS peut prescrire de considérer d'autres états-limites d'utilisation liés à des considérations d'aspect, de confort des usagers, etc.

17.1. *Combinaisons fondamentales.*

* Lorsque l'état-limite considéré est défini comme la différence entre un état sous charges de courte durée et un état sous charges de longue durée (par exemple, augmentation de la flèche d'un plancher ou d'une poutre sous l'effet des charges d'exploitation), on ne tient compte que des sollicitations $S(\gamma_{Q_c} Q_c)$.

** Par exemple, si le CPS prescrit de considérer comme état-limite d'utilisation une oscillation désagréable mais non dangereuse d'un bâtiment, l'action caractéristique du vent à prendre en compte peut être réduite par rapport à sa valeur vis-à-vis d'un état-limite ultime.

*** Il est rappelé (art. 3 et commentaires) que la fraction χ est fixée par le CPS et que des instructions spéciales seront données aux maîtres d'ouvrage pour la fixation de cette fraction.

**** Voir dans le commentaire 16.1 ***** la définition des charges de caractère particulier. Pour les règles de détail concernant les coefficients à appliquer aux charges des ponts-routes il convient de se reporter au titre II du fascicule 61.

17.2. *Combinaisons supplémentaires.*

* Il s'agit notamment de combinaisons de charges d'exploitation et de charges climatiques, qui peuvent être à envisager pour certaines constructions vis-à-vis de certains états-limites d'utilisation : le CPS définit alors les actions, les coefficients γ_Q et les états-limites à considérer.

Article 17. — *Sollicitations de calcul vis-à-vis des états-limites d'utilisation**

17.1. *Combinaisons fondamentales.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

$$S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + \begin{cases} S(P_1) \\ \text{ou} \\ S(P_2) \end{cases} + S(\gamma_{Q_c} Q_c)^*$$

Sauf pour l'évaluation des déformations probables définies à l'article 22, et sauf prescription différente du C.P.S., ** on donne aux actions les mêmes valeurs caractéristiques que dans les combinaisons relatives aux états-limites ultimes, énumérées dans l'article 16.1 ci-dessus; toutefois, lorsque le calcul est fait en genre IIIa, on ne prend en compte pour certaines justifications qu'une fraction χ des valeurs caractéristiques des charges d'exploitation Q (dans ce cas, $Q_c = \chi Q$). ***

Sauf prescription différente du C.P.S., on prend :

$$\gamma_{Q_c} = 1$$

sauf si Q_c représente les charges routières sans caractère particulier définies dans le titre II du fascicule 61, qui sont à prendre en compte avec un coefficient $\gamma_{Q_c} = 1,2$. ****

17.2. *Combinaisons supplémentaires.*

Les sollicitations de calcul à considérer sont de la forme :

$$S(Q_{L1}) + S(Q_{L2}) + \begin{cases} S(P_1) \\ \text{ou} \\ S(P_2) \end{cases} + S(\gamma_{Q_{c1}} Q_{c1}) + S(\gamma_{Q_{c2}} Q_{c2})$$

avec suivant les combinaisons :

- $\gamma_{Q_{c1}} = 1$ lorsque Q_{c1} représente les charges appliquées en cours d'exécution
- $\gamma_{Q_{c2}} = 1$ lorsque Q_{c2} représente les actions du vent en cours d'exécution.
- $\gamma_{Q_{c1}} = 1$ lorsque Q_{c1} représente les charges d'exploitation d'un pont-rail
- $\gamma_{Q_{c2}} = 1$ lorsque Q_{c2} représente les actions du vent compatibles avec l'application de ces charges.

S'il y a lieu, d'autres combinaisons supplémentaires sont à considérer. *

17.3. *Combinaisons accidentelles.*

* Le CPS fixe alors les sollicitations de calcul correspondantes.

CHAPITRE IV

Définition des sections

Article 18. — *Sections à prendre en compte*

18.2. *Sections brutes.*

* Pour les déformations des constructions de genres IIb et III, se reporter à l'article 22.

18.3. *Sections nettes.*

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

1° Ils sont injectés.

2° Il subsiste entre tous points de leur contour et le parement le plus proche une épaisseur de béton au moins égale à deux fois leur plus grande dimension transversale, sans que cette épaisseur puisse être inférieure à 5 cm. Dans le cas des vides correspondant au passage des armatures transversales des hourdis supérieurs ou inférieurs, cette condition est remplacée par celle-ci : le diamètre d'encombrement des gaines de ces armatures est inférieur ou égal au quart de l'épaisseur courante du hourdis.

3° Lorsqu'il existe plusieurs évidements successifs analogues, leur espacement est au moins égal à huit fois leur plus grande dimension transversale.

** 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 soustraira l'inertie de l'encoche, prise par rapport au centre de gravité de cette section.

17.3. *Combinaisons accidentelles.*

Vis-à-vis des états-limites d'utilisation, les combinaisons accidentelles ne sont à considérer que dans des cas particuliers *.

CHAPITRE IV

Définition des sections

Article 18. — *Sections à prendre en compte*

18.1. Dans le calcul des caractères géométriques d'une section (aires, centre de gravité, moments d'inertie, etc.) on tient compte des dimensions de la section dans la phase considérée.

18.2. *Sections brutes.*

On prend en compte les sections brutes définies à l'article 15.4.1 :

- pour le calcul des sollicitations dues à l'hyperstatisme;
- pour les justifications relatives aux déformations, lorsque l'état-limite d'utilisation en genre IIa n'est pas dépassé. *

18.3. *Sections nettes.*

Pour le calcul des contraintes et pour celui du comportement de la structure lié directement aux contraintes, on prend en compte dans les pièces prismatiques les sections nettes, obtenues en soustrayant des sections brutes les vides longitudinaux et transversaux tels que trous, encoches et gaines ménagés pour le passage ou l'ancrage des armatures de précontrainte longitudinales et transversales, et ce, sauf exception, * même si ces vides sont ultérieurement remplis. **

18.4.1. *Sections homogénéisées.*

* Les gaines métalliques cylindriques dont la continuité mécanique est totalement assurée peuvent être prises en compte de la même façon que les armatures passives.

** Il peut être toléré que les armatures soient prises en compte pour justifier que les contraintes admissibles de traction du béton ne sont pas dépassées, mais non pour évaluer les efforts de traction du béton à reprendre en application de l'article 21.4.2.

*** Dans le cas de la pré-tension, la condition de non-glissement est toujours censée satisfaite, sauf dans les zones d'about, pour lesquelles on se reportera au chapitre VII.

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.

Le non-glissement, par rapport au mortier d'injection, des armatures de précontrainte qui présentent une adhérence de forme (par exemple armatures toronnées) peut être supposé même si les armatures ne sont pas totalement dégraissées avant injection, sur le vu de justifications expérimentales probantes.

Le non-glissement du mortier d'injection par rapport aux gaines peut toujours être supposé lorsque les gaines sont ondulées.

18.4.2.* Cette exclusion est due au fait que les pertes de tension des armatures de précontrainte tiennent compte des effets des déformations du béton.

18.4.3. * Lorsque le béton adjacent aux armatures est tendu, les modalités de prise en compte des armatures sont différentes. Se reporter à cet effet au chapitre V (art. 21.2. V notamment).

18.5. *Sections d'enrobage et zones d'enrobage.*

La figure ci-après schématise les définitions de la section d'enrobage et de la zone d'enrobage dans le cas d'une section de poutre en T dont la membrure supérieure est précontrainte transversalement.

18.4. Sections homogénéisées.

18.4.1. Pour le calcul des contraintes normales dues à toutes les actions y compris celles de la précontrainte, on peut tenir compte de la section des armatures longitudinales passives * multipliée par un coefficient d'équivalence n convenable, dans la mesure où le béton adjacent n'est pas décomprimé **, où les dispositions de l'article 49.4 sont satisfaites et à condition qu'il soit justifié que ces armatures ne risquent pas de glisser par rapport au béton. ***

18.4.2. Pour le calcul des contraintes normales :

- dues à toutes actions sauf celles de la précontrainte, dans le cas de pré-tension*,
- dues aux actions autres que la charge permanente et la précontrainte appliquées au moment de la mise en tension, dans le cas de post-tension,

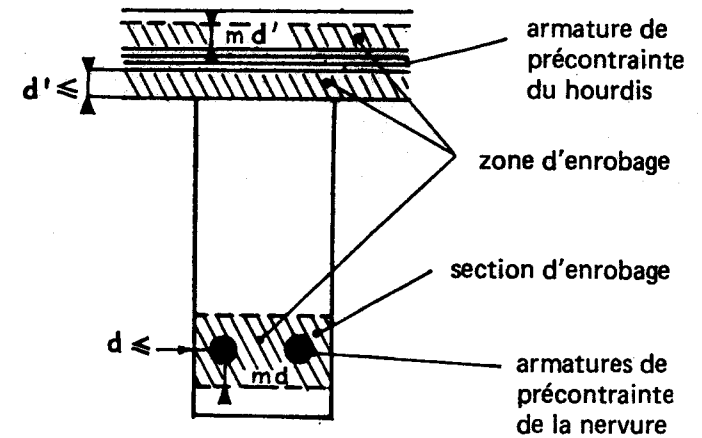
il est loisible de tenir compte également de la section des armatures longitudinales de précontrainte multipliée par un coefficient d'équivalence convenable, sous les mêmes conditions que ci-dessus.

18.4.3. Pour l'application des paragraphes 18.4.1 et 18.4.2, le coefficient d'équivalence n est égal au quotient E_a/E_s ou E_a/E_s , selon la durée d'application des actions considérées. Dans les cas courants, il est loisible de les forfaitiser respectivement à 18 et à 6 *.

18.5. Sections d'enrobage et zones d'enrobage :

La définition des genres de vérification à l'article 3 fait intervenir les notions de section d'enrobage et de zone d'enrobage.

La section d'enrobage est la partie de la section totale qui entoure les armatures

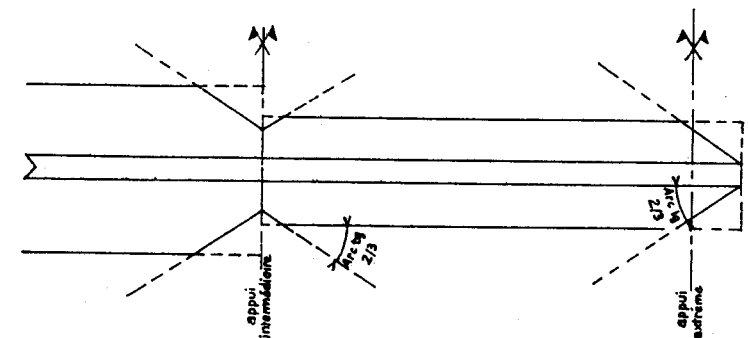


Article 19. — Largeur efficace des membrures des poutres fléchies en T ou double-T

19.1. * Cette 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.

** La travée peut être indépendante ou continue.
Dans le cas d'une entretoise, la portée à considérer sera la distance entre axes des poutres de rive.

19.2. * Ces diverses limitations sont résumées sur le schéma ci-dessous.



Article 20

* Les prescriptions du présent article s'appliquent aux armatures sensiblement parallèles au plan moyen d'une poutre et qui seraient courbes dans ce plan. Elles ne s'appliquent pas aux cas plus complexes, tels par exemple celui

d'armatures de précontrainte (au delà des gaines s'il en est utilisé) prises en compte, jusqu'à une distance égale à m fois la distance minimale admise, selon l'article 47, entre ces armatures (ou ces gaines) et les parois du béton.

La zone d'enrobage dans une pièce est la partie de la pièce qui enveloppe les armatures de précontrainte quelle que soit leur direction (au-delà des gaines s'il en est utilisé) jusqu'à une distance égale à m fois la distance minimale admise entre ces armatures (ou ces gaines) et les parois du béton.

Le coefficient m est égal à 1, sauf indications contraires du C.P.S.

Article 19. — *Largeur efficace des membrures des poutres fléchies en T_e ou double T_e*

19.1. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques de toutes natures, la largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure de poutre fléchie en T_e ou double-T_e à partir des parements de cette nervure, comme faisant partie de la membrure de cette poutre, est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

- on ne doit pas attribuer la même zone de hourdis à deux poutres différentes* ;
- la largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième de la portée d'une travée**.

19.2. Pour le calcul des contraintes de toutes natures dues aux actions extérieures et aux effets hyperstatiques de la précontrainte, et pour celui du comportement de la structure lié directement à ces contraintes, la largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure est déterminée comme indiqué en 19.1 ci-dessus et en outre elle ne doit pas dépasser :

- les deux tiers de la distance de la section considérée à l'about de la poutre le plus rapproché ;
- ni le quarantième (1/40) de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché, majoré des deux tiers de la distance de la section considérée à cet appui*.

Article 20. — *Diffusion des forces de 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*, à défaut d'études plus précises, on procède ainsi qu'il suit :

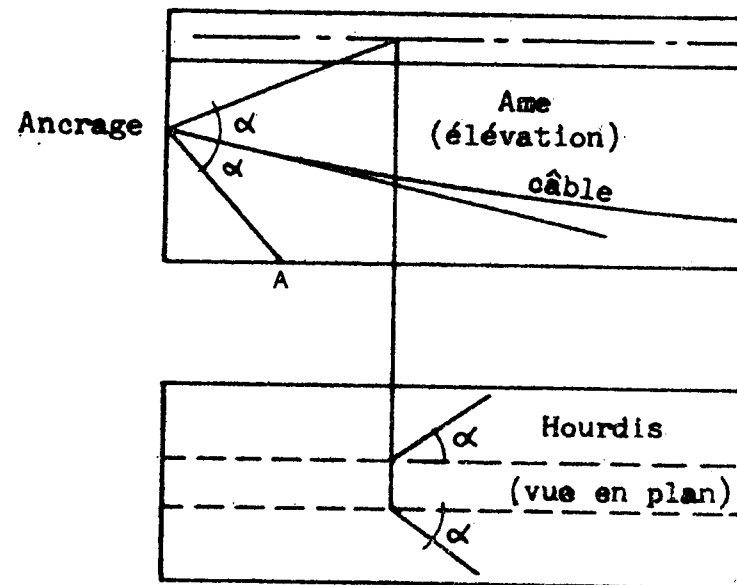
tures courbes non parallèles au plan moyen de la poutre. Dans ces cas plus complexes, la diffusion de la précontrainte devra faire l'objet d'une étude spéciale. L'attention est alors attirée sur les dangers qu'il y aurait à recourir à la théorie de l'élasticité, car celle-ci prévoirait une diffusion par traction du béton aussi bien que par compression et pourrait supposer en certains points des concentrations de contraintes excessives.

20.1. *Post-tension.*

* D'une façon générale on admet que l'action d'une armature de précontrainte dans une âme ou dans un hourdis est caractérisée par sa diffusion dans leurs plans moyens. Celle-ci est supposée se faire, dans l'un puis l'autre de ces plans, à partir de l'ancrage, à l'intérieur d'un angle limité par deux droites inclinées sur la direction de l'armature de l'angle α tel que $tg \alpha = \frac{2}{3}$.

Dans le cas d'une armature ancrée dans l'âme d'une poutre en T_e, la diffusion de l'action de cette armature se fait selon le croquis ci-dessous.

On est en particulier amené à procéder, à l'abscisse du point A, à deux justifications (avant A et après A) de la membrure inférieure, respectivement sans et avec prise en compte de l'effet de l'armature représentée.



** Ce cas se présente notamment dans le cas de précontrainte transversale concentrée dans des entretoises ou des chevêtres.

20.2. *Pré-tension.*

* Se reporter à ce chapitre. Il est rappelé que la longueur d'établissement de la précontrainte peut varier entre deux valeurs extrêmes résultant des deux valeurs du coefficient γ_1 .

20.1. *Post-tension.*

On admet que l'action d'une armature de précontrainte ancrée dans l'âme s'y diffuse, à partir de l'organe d'ancrage, à l'intérieur d'un angle de diffusion α tel que $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2}{3}$.

Lorsque la diffusion dans l'âme parvient dans le plan moyen du hourdis, on admet tout d'abord que l'action de l'armature de précontrainte s'étale dans le hourdis selon le même angle de diffusion α tel que $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2}{3}$ *

L'extension dans le hourdis se fait alors différemment pour le moment fléchissant ou l'effort tranchant de précontrainte, et pour l'effort normal de précontrainte : on admet que la diffusion des premiers se limite à la largeur efficace de hourdis fixée par l'article 19, mais non celle du dernier.

Ces hypothèses permettent de procéder dans tous les cas aux justifications de la résistance des bétons vis-à-vis de la compression et, dans la plupart des cas, vis-à-vis de la traction.

Dans les cas où une évansion de la précontrainte dans les hourdis paraît à craindre ** il est d'autre part, pour les justifications de la résistance des bétons vis-à-vis de la traction, fait une seconde hypothèse selon laquelle la diffusion dans le plan moyen du hourdis se fait suivant une valeur de $\operatorname{tg} \alpha$ atteignant 1.

20.2. *Pré-tension.*

La diffusion de la précontrainte dans l'âme se fait progressivement jusqu'à une distance de l'about, nommée longueur d'établissement de la précontrainte, selon des modalités définies au chapitre VII. *

** Pour les poutres en T ou double-T dont les hourdis débordent peu de chaque côté de l'âme, on peut admettre par simplification que la précontrainte agit sur toute la section à une distance de l'about égale à la longueur d'établissement de la précontrainte.

CHAPITRE V

Justification des pièces prismatiques linéaires
sous sollicitations normales

* Le présent chapitre s'applique aux pièces prismatiques linéaires, c'est-à-dire de dimensions telles que l'on puisse considérer une fibre moyenne (alors que dans les dalles on a recours à un plan moyen).

On entend par sollicitations normales celles qui peuvent être équilibrées par des contraintes normales développées sur les sections droites des pièces. Les éléments de réduction de ces sollicitations sont dans les cas les plus courants le moment fléchissant et l'effort normal : toutefois, dans le cas de pièces soumises à une torsion gênée et notamment lorsque la section comporte des parois minces, les éléments de réduction des sollicitations normales sont plus complexes et comportent le terme appelé « bi-moment ».

Article 21. — *États-limites d'utilisation*21.1. *Définitions.*

* Certaines justifications ne portent que sur la section d'enrobage (et sur la zone d'enrobage si le C.P.S. le prescrit).

** Cet état-limite correspond à une faible probabilité de formation des fissures.

*** Ces états-limites correspondent à des fissures dont les ouvertures sont supposées croître avec la contrainte de traction du béton calculée conventionnellement suivant les hypothèses de 21.2.

21.2. *Règles de calculs en section courante.*

* Les zones d'about et d'ancrage sont traitées dans le chapitre VII.

** Il en résulte que les déformations normales au plan de la section sont, en chaque point, proportionnelles à la distance de ce point à l'axe neutre de la déformation.

Dans le plan moyen du hourdis, la diffusion s'effectue à partir de la section située à une distance de l'about égale à la longueur d'établissement de la précontrainte, selon le même processus que pour la post-tension. **

CHAPITRE V

Justification des pièces prismatiques linéaires sous sollicitations normales *

Article 21. — États-limites d'utilisation

21.1. Définitions.

Selon le genre et le cas de chargement de l'ouvrage, les différents états-limites d'utilisation à considérer pour le béton sont :

- un état-limite de décompression caractérisé par une contrainte nulle sur la fibre la moins comprimée de la section ou partie * de section à justifier;
- un état-limite de formation des fissures, ** caractérisé par une contrainte de traction du béton égale à sa résistance caractéristique à la traction σ_t , sur la fibre la plus tendue de la section ou partie * de section à justifier;
- des états-limites d'ouverture des fissures *** caractérisés par des contraintes de traction du béton, sur la fibre la plus tendue de la section ou partie * de section à justifier, supérieures à σ_t ; les valeurs de ces contraintes sont précisées en 21.3.2.

Chacun de ces états-limites s'accompagne d'une limitation de la contrainte de compression du béton, fixée en 21.3.1.

21.2. Règles de calculs en section courante *.

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes :

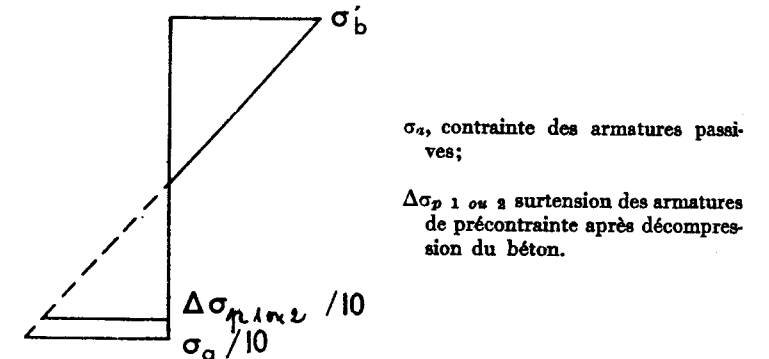
- I. Les sections droites restent planes; **
- II. Les contraintes des matériaux pris en compte sont proportionnelles à leurs déformations;

Cette hypothèse peut n'être plus valable dans certains cas, tel celui de pièces à parois minces soumises à une torsion gênée; dans ce dernier cas on peut obtenir les diagrammes des déformations dans une section droite à partir de la théorie des poutres profilées.

*** La justification d'une section en genre III comporte donc deux séries de calculs, l'une en prenant en compte le béton tendu, l'autre en le négligeant.

**** Ces règles conduisent à calculer la section sous des actions comprenant l'effort de précontrainte évalué avec la contrainte $\sigma_{p1 ou 2} + 6 \sigma'_{bl}$, le nombre 6 étant la valeur du coefficient d'équivalence acier-béton adopté jusqu'à la décompression du béton. Il est loisible de ne présenter les justifications que sous la plus défavorable des actions P_1 et P_2 . La contrainte σ'_{bl} se différencie du σ'_b défini en 12.31 en ce que la première est calculée sous l'une ou l'autre des actions P_1 et P_2 alors que la seconde résulte de la considération de la valeur probable de l'action de la précontrainte.

Le diagramme des contraintes (qui correspond à une sollicitation de flexion composée) est du type ci-dessous avec :



21.3. Contraintes limites du béton.

21.3.1.

* La limitation de la compression du béton correspond à un état-limite de formation de fissures parallèles à la direction des contraintes de compression; d'après 21.2 III, cette justification doit être conduite en négligeant le béton tendu lorsqu'il s'agit d'une section relevant du genre III.

** Il y a lieu d'augmenter les coefficients γ_b dans les cas suivants où :

- l'exécution du béton serait, par exception, soumise à un contrôle atténué;
- le béton serait soumis à des variations particulièrement importantes et fréquentes des contraintes (effet dit de fatigue traité en 25.3).

D'autre part, le coefficient 1,5 normalement prévu en phase de construction doit être porté aux mêmes valeurs qu'en service si la sécurité publique est susceptible d'être mise en jeu de façon importante au cours de la construction de l'ouvrage.

III. Le béton tendu est pris en compte pour toutes les justifications du genre II, ainsi que pour celles du genre III relatives aux états-limites d'ouverture ou de formation des fissures; il est négligé dans les autres cas; ***

IV. Les conditions de prise en compte des armatures (passives et de précontrainte), situées dans des zones où le béton est comprimé, sont précisées dans l'article 18.4; elles conduisent au calcul de sections homogénéisées;

V. Lorsque le béton tendu doit être négligé, le calcul des contraintes normales est effectué moyennant les règles complémentaires suivantes :

le coefficient d'équivalence acier-béton est pris égal à 10; la contrainte d'une armature située sur l'axe neutre de la déformation est prise égale à zéro s'il s'agit d'une armature passive et à σ_{p1} ou $\sigma_2 + 6\sigma'_{bL}$ s'il s'agit d'une armature de précontrainte, en désignant par :

σ_{p1} ou σ_2 l'une ou l'autre des contraintes σ_{p1} et σ_{p2} définies en 12.4, σ'_{bL} , la contrainte de compression du béton correspondante due aux actions de longue durée, calculée au niveau de l'armature de précontrainte considérée; ****

VI. Lorsque plusieurs armatures (passives ou de précontrainte) sont suffisamment rapprochées, il est loisible d'effectuer le calcul en les supposant concentrées en leur centre de gravité.

21.3. Contraintes limites du béton.

21.3.1.

La contrainte de compression * du béton est limitée à σ' / γ_b , le coefficient γ_b ayant pour valeurs, sauf prescriptions contraires du C.P.S. ** :

- en phase de construction : 1,5;
- en service : 1,8 sauf le cas évoqué ci-après;

1,6 lorsque l'état limite de formation des fissures est dépassé, et sous la condition que la contrainte moyenne du béton de la zone comprimée ne dépasse pas $\sigma' / 3$. ***

*** La valeur 1.6 ne sera pratiquement utilisée que dans le cas de sections rectangulaires ou s'écartant peu de cette forme, telles que section trapézoïdale ou section en T avec axe neutre proche de la table de compression.

21.3.2.

* En application des articles 3 et 21.1. définissant les genres et les états-limites d'utilisation.

21.3.2.1.

* Pour certains ouvrages exceptionnels, la condition de contrainte nulle peut être remplacée par une condition de contrainte minimale de compression fixée par le C.P.S.

21.3.2.3.

* En dehors de la section d'enrobage les contraintes de traction du béton ne sont pas limitées en genre III.

** D'après 21.2. III, cette justification (absence de traction dans la section d'enrobage) doit être conduite en négligeant le béton tendu.

*** Conformément à l'article 3, ce type de vérification (comportant une fraction χ des charges d'exploitation) n'est pas prévu en sous-genre IIIb.

21.3.2.4. * On entend par tirant une pièce prismatique élançée soumise à un effort de traction dont le point de passage ne sort pas de la section; les règles particulières au genre choisi ne s'appliquent alors que dans la mesure où s'exercent des moments fléchissants.

21.3.2. La contrainte de traction du béton est limitée comme suit * :

21.3.2.1. En genre I la section doit rester entièrement comprimée.*

21.3.2.2. En genre II les contraintes de traction ne doivent pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans lequel les états-limites à respecter en dehors de la section d'enrobage (et de la zone d'enrobage si le C.P.S. le précise) conduisent à distinguer deux sous-genres IIa et IIb.

Sous-genre	Dans la section d'enrobage			Hors section d'enrobage		
	À la construction	Actions de longue durée seules	Autres cas	À la construction	Actions de longue durée seules	Autres cas
II a...	σ_f	0	σ_f	σ_f	σ_f	σ_f
II b...	σ_f	0	σ_f	1,8 σ_f	1,3 σ_f	1,6 σ_f

21.3.2.3. En genre III on ne doit pas dépasser dans la section d'enrobage * (et dans la zone d'enrobage si le C.P.S. le précise) les contraintes de traction qui suivent :

Cas de charge	Sous genre III a	Sous genre III b
À la construction	1,3 σ_f	1,6 σ_f
Sous charge permanente seule. ...	0 **	0 **
Sous les actions de longue durée seules.....*	0 **	σ_f
Sous les actions de longue durée et la fraction χ des charges d'exploitation.....	0 **	Sans objet***
Autres cas.....	2 σ_f	2,5 σ_f

21.3.2.4. Dans le cas des tirants * il y a lieu de vérifier en outre que le béton reste comprimé sous la seule sollicitation des efforts normaux supposés au centre de gravité de la section du tirant.

21.3.2.5.

Si des charges d'exploitation importantes sont appliquées alors que le dernier béton exécuté est âgé de 28 à 90 jours, le C.P.S. peut imposer l'application de cette même règle en fixant une valeur du coefficient minorateur supérieure ou égale à 0,85.

Cette faculté est prévue notamment pour les ponts qui seraient soumis au passage d'engins lourds de terrassement alors que le dernier béton exécuté n'aurait pas atteint l'âge de 90 jours.

21.4. Règles relatives aux armatures passives.

21.4.1. Armatures de peau.

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

** La prescription s'applique à toutes surfaces de béton (tendu ou comprimé) y compris celles délimitant des vides intérieurs non hermétiquement clos, telles que parois intérieures de poutres-caissons.

*** L'écartement des armatures peut par exemple être limité à 15 cm en genre I, 20 à 35 cm en genre II, 35 à 50 cm en genre III, la valeur retenue (pour les deux derniers genres) pouvant varier dans le même sens que l'épaisseur de la pièce.

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

Les sections indiquées laissent une part à l'appréciation. On ne pourra descendre au voisinage des plus petites valeurs indiquées, que pour les pièces minces peu exposées à des sollicitations parasites et réalisées au moyen d'un ciment de qualité courante.

21.4.2. Reprise conventionnelle des tractions du béton dans les zones tendues.

* L'attention est attirée sur le caractère conventionnel de cette vérification dans laquelle le premier terme a pour objet de tenir compte des actions (gradients thermiques notamment) non considérées dans les calculs, tandis que le second vise à limiter les fissurations éventuelles, mais ne correspond à aucune contrainte réelle des armatures passives.

** Le coefficient η introduit ici est identique à celui dont il est fait état dans le titre VI du fascicule 61 : il est désigné par le symbole η_A dans le titre II

21.3.2.5. Dans le cas d'ouvrages soumis à des charges d'exploitation importantes alors que le dernier béton exécuté n'a pas atteint l'âge de 28 jours, les contraintes limites données en 21.3.2.2 et 21.3.2.3 sont minorées, pour ces cas de charge, par un coefficient multiplicateur égal à 0,85.

21.4. Règles relatives aux armatures passives.

21.4.1. Armatures de peau. *

Des armatures passives dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques **; leur section, déterminée conformément aux alinéas qui suivent, constitue un minimum qu'il n'y a lieu de cumuler, ni avec les sections résultant de 21.4.2 et 21.4.3, ni avec celles résultant de tout autre article.

L'écartement mutuel des armatures de peau est choisi de façon à les répartir d'une manière efficace eu égard à la dimension des pièces et au genre de vérification imposé. ***

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre **** doit être de 2 à 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à 0,10 % de la section du béton de la poutre; il est loisible de compter comme armatures de peau la section des armatures de précontrainte prétendues, dans la mesure où celles-ci sont bien réparties au voisinage du parement en cause.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être de 1,5 à 2 cm² par mètre de largeur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction.

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

21.4.2. Reprise conventionnelle des tractions du béton dans les zones tendues.

Dans les parties de section où le béton est tendu, la section d'armatures résultant de 21.4.1 est augmentée en tant que de besoin pour satisfaire à la règle ci-après.

Il y a lieu de répartir à proximité des parements les plus tendus, une section d'armatures passives longitudinales au moins égale à la somme des deux termes suivants : *

- 0,1 % de l'aire de la partie de béton tendu;
- le quotient de l'effort de traction équilibré par le béton tendu (supposé non fissuré) sous la sollicitation la plus défavorable, par la limite élastique σ_s de ces armatures bornée supérieurement à 420 MPa (ou N/mm²).

En cas d'utilisation d'armatures de précontrainte prétendues, et sous la condition que le coefficient de fissuration η ** de ces armatures soit au moins égal à 1,

du fascicule 4. Sa valeur sera précisée lors des décisions d'agrément des armatures en cause.

21.4.3. Équilibre mécanique des pièces fissurées.

* La justification de l'équilibre mécanique doit également tenir compte des prescriptions de l'article 25, pour les pièces soumises à des effets de fatigue.

21.4.3.1. * Pour les pièces justifiables en genre III, la section d'armatures passives à prévoir est finalement la valeur la plus élevée résultant de l'application de chacun des articles 21.4.1-21.4.2 et 21.4.3; il y a lieu en outre de tenir compte des prescriptions de l'article 30.3.

** Cette dernière limite ne saurait jouer que pour le cas exceptionnel où on utiliserait des armatures à haute adhérence dont la limite d'élasticité serait inférieure à 300 MPa (ou N/mm²).

*** Pour ce deuxième calcul, il est loisible de supposer que les armatures passives subissent une augmentation d'effort égale à la force de surtension des armatures de précontrainte, ceci dans la mesure où toutes les armatures sont situées sensiblement au même niveau dans la section. La surtension dont il s'agit ici est celle désignée précédemment par le terme $\Delta\sigma_{p1 \text{ ou } 2}$. Il est précisé d'autre part que pour ce deuxième calcul, la justification de la contrainte de compression du béton n'est pas demandée.

21.4.3.2. * Conformément à 21.2v. et avec les mêmes notations, la surtension d'une armature vaut : $\Delta\sigma_{p1 \text{ ou } 2} + 6 \sigma'_{sL}$.

** Il résulte aussi des paragraphes précédents (obligation de mettre des armatures passives dont la contrainte doit être justifiée) que dans tous les cas la surtension des armatures de précontrainte ne saurait dépasser la contrainte admissible des armatures passives.

*** L'adhérence de forme est supposée suffisante pour les torons, pour les fils tels que $\eta \geq 1,4$ et pour les gaines métalliques ondulées.

**** La surtension à limiter est le terme $\Delta\sigma_{p1 \text{ ou } 2}$.

***** On pourra pour cela s'inspirer de l'article 29.1 du fascicule 61 VI du C.P.C. du 27 octobre 1970.

il est loisible de diminuer d'une quantité A_p la somme qui précède. Toutefois, en ce cas, dans le calcul du deuxième terme de cette somme, on remplacera σ_e par la plus petite des trois valeurs :

$$\sigma_e; (T_g - \sigma_p); 260 \eta \text{ (en N/mm}^2\text{)}$$

avec :

A_p la section d'armatures de précontrainte prétendues situées à une distance du parement le plus tendu au plus égale aux deux tiers de la hauteur du béton tendu;

T_g la limite d'élasticité garantie de ces armatures;

σ_p leur contrainte probable sous actions de longue durée, définie en 12.4.

21.4.3. Équilibre mécanique des sections fissurées. *

Pour les pièces relevant du genre III, il est justifié en outre de l'équilibre mécanique des sections en négligeant le béton tendu, et sous les conditions des § 21.4.3.1 et 21.4.3.2 ci-dessous.

21.4.3.1. Les contraintes de traction des armatures passives * sont limitées par les règles suivantes.

En genre IIIa les armatures passives sont obligatoirement à haute adhérence; leur contrainte de traction admissible est égale à la plus faible des trois valeurs :

$$200 \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}.$$

$$\frac{800}{\sqrt{\varnothing}} \text{ MPa (ou N/mm}^2\text{)}$$

\varnothing étant le plus gros diamètre (en mm) des armatures passives à justifier.

$$\frac{2}{3} \sigma_e, \quad \sigma_e \text{ étant la limite d'élasticité de ces mêmes armatures **}.$$

En outre dans le cas de la post-tension l'équilibre mécanique doit être assuré en faisant abstraction des surtensions des armatures de précontrainte au-delà de la limite de décompression du béton; dans ce dernier cas la contrainte admissible des armatures passives est prise égale à σ_e . ***

En genre IIIb il est loisible d'utiliser des ronds lisses; la contrainte admissible est alors égale à $\frac{2}{3} \sigma_e$ avec comme seule borne supérieure 280 MPa (ou N/mm²) pour les armatures à haute adhérence et 160 MPa (ou N/mm²) pour les ronds lisses.

21.4.3.2. Les contraintes de traction des armatures de précontrainte sont limitées compte tenu des surtensions calculées *, aux valeurs suivantes : **

— la plus faible des deux valeurs 0,85 R_g et 0,95 T_g , lorsque ces armatures (ainsi que leurs gaines) présentent une adhérence de forme suffisante; ***

— la même contrainte, diminuée d'un tiers de sa différence avec la valeur σ_{p_1} ou σ_{p_2} utilisée pour justifier l'équilibre mécanique, lorsque la condition précédente n'est pas réalisée.

En outre, dans le cas des armatures de précontrainte prétendues la surtension de celles-ci au-delà de la limite de décompression du béton **** est limitée à la valeur 160 η MPa (ou N/mm²), cette surtension n'étant prise en compte que dans la mesure où $\eta \geq 1,4$ en genre IIIa et $\eta \geq 1$ en genre IIIb. Il convient d'autre part de justifier de l'entraînement de ces armatures. *****

21.5. Sections de joint ou de reprise.

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

** La continuité des armatures passives peut être assurée soit par soudure, soit (cas le plus général) par recouvrement au moins égal à la longueur de scellement de l'armature.

21.5.2. * L'assemblage par éléments préfabriqués conjugués collés est un exemple de joint sans épaisseur assurant un bon contact des deux pièces : dans le cas des joints bétonnés il convient de s'assurer que les conditions de mise en place du béton permettent d'atteindre la résistance escomptée; s'il n'en est pas ainsi il y a lieu d'adopter les coefficients γ_b majorés, quelle que soit l'épaisseur du joint.

** L'attention est attirée sur le fait qu'en cas d'utilisation de bétons différenciés pour les pièces en contact ou le joint lui-même, il y a lieu de retenir pour σ' la valeur la plus faible des bétons utilisés.

21.5.3. * Les prescriptions données ici pour la section d'enrobage ne sauraient concerner la zone d'enrobage.

21.5.4. * Une telle résistance à la traction ne peut être escomptée que moyennant l'utilisation d'éléments conjugués et un traitement très soigné des faces du joint en regard comportant notamment un sablage.

Article 22. — Calcul des déformations : état limite de déformation

22.1. * Les déformations possibles tiennent compte des valeurs probables et d'un supplément aléatoire.

** La valeur probable et les valeurs caractéristiques de la précontrainte sont définies en 12.4 et 34.2.

L'attention est dans tous les cas attirée sur l'importance des déformations susceptibles de résulter d'une mise en charge du béton en bas âge.

21.5. Sections de joints ou de reprise.

21.5.1. Les sections de joint ou de reprise * traversées par des armatures passives sont justifiées comme les sections courantes à condition que la continuité de ces armatures soit assurée conformément aux prescriptions du titre VI du fascicule 61 du C.P.C. **.

Les sections de joint ou de reprise à travers lesquelles la continuité des armatures passives ne serait pas assurée, sont justifiées selon les règles particulières suivantes.

21.5.2. Le béton tendu est négligé sauf le cas des joints collés visé en 21.5.4.

Les règles énoncées en 21.3.1 et relatives à la limitation de la compression du béton demeurent valables pour les surfaces de reprise exécutées suivant les règles de l'art, ainsi que pour les joints dont le mode de réalisation permet d'escompter une résistance propre équivalente à celle du béton du reste de l'ouvrage; cette dernière condition peut être considérée comme le plus souvent satisfaite dans le cas des joints sans épaisseur exécutés de façon à assurer un contact parfait des deux pièces en cause, ainsi que dans celui des joints bétonnés ayant au moins 10 cm d'épaisseur.*

Dans les autres cas et en particulier pour les joints bétonnés ou matés ayant moins de 10 cm d'épaisseur le coefficient γ_b de l'article 21.3.1 prend les valeurs : 2,5 en service; 1,8 en phase de construction. **

21.5.3. Les règles de chacun des genres de vérification sont les suivantes :

En genre I la section doit rester entièrement comprimée.

En genre II (et pour les sections autres que celles visées en 21.5.4) la section d'enrobage * doit rester toujours comprimée; en outre la hauteur de la zone comprimée de béton doit atteindre au moins les $\frac{5}{6}$ de la hauteur totale de la section.

En genre IIIa la section d'enrobage * doit rester comprimée sous les actions de longue durée et la fraction χ des charges d'exploitation; en outre la hauteur de la zone comprimée du béton doit atteindre au moins les deux tiers de la hauteur totale de la section.

En genre IIIb il n'est pas admis de prévoir des sections de joint et de reprise à travers lesquels la continuité des armatures passives ne serait pas assurée.

21.5.4. Dans le cas particulier des joints sans épaisseur collés dont il serait prouvé expérimentalement qu'ils permettent d'obtenir une résistance à la traction au moins égale à celle du béton voisin, * il est loisible pour les justifications relevant du genre II de prendre en compte le béton tendu, en limitant les contraintes de traction aux valeurs données en 21.3.2.2 pour le genre IIa.

Article 22. — Calcul des déformations; état-limite de déformation

22.1. On distingue, par définition, les déformations probables et les déformations possibles.

On se réfère aux déformations probables pour les compenser à la construction par des contreflèches positives ou négatives appropriées.

On se réfère aux déformations possibles pour les comparer aux états-limites de déformation *.

*** Les déformations d'une poutre fissurée peuvent être calculées à partir des courbures évaluées suivant la méthode exposée dans le commentaire de l'article 50 du titre VI du fascicule 61 en date du 27 octobre 1970. L'attention est attirée sur le fait que, dès lors que la résistance à la traction d'un béton a été dépassée sous certains cas de charge, ce béton reste fissuré même sous contraintes de traction plus faibles.

L'attention est en outre attirée sur l'augmentation importante de la déformabilité de certaines pièces après fissuration, en particulier les tirants et les pièces soumises à des moments de torsion.

22.2. * En général, les états-limites de déformation s'expriment par des valeurs admissibles du déplacement d'un élément ou de la flèche d'une pièce fléchie.

Dans le cas des bâtiments, ces états-limites doivent donner une garantie vis-à-vis des phénomènes très divers : défaut d'aspect, sensibilité des occupants aux fléchissements, aux vibrations et aux accélérations, comportement des ouvrages adjacents (porteurs ou non) et des ouvrages supportés, difficultés d'exploitation. De plus, il est difficile de fixer des limites sur des bases certaines. En conséquence, il est recommandé de ne pas s'écarter de la pratique courante sans un examen très attentif.

Article 23. — État-limite ultime de résistance

* On trouvera en annexe III, un exemple de calcul d'une section à l'état ultime.

23.1. * Cette prescription a pour objet de tenir compte de l'incertitude sur le point de passage de l'effort en cause.

** La prise en compte de P_1 ou P_2 comme une action conduit à considérer des sollicitations de flexion composée, caractérisées par deux valeurs numériques; il y a lieu alors de vérifier que chaque sollicitation de calcul se situe à l'intérieur d'un domaine limite dépendant de deux paramètres. Une méthode pour effectuer cette vérification consiste à fixer un de ces deux paramètres, c'est-à-dire de calculer la sollicitation limite en supposant que l'un des paramètres a la même valeur que dans la sollicitation de calcul; la comparaison porte alors sur le second des paramètres choisis. On peut par exemple fixer la valeur de l'effort normal ou de l'excentricité.

*** Il est inutile de présenter cette justification en phase de construction dans le cas où elle résulterait de façon évidente des justifications présentées en service ou vis-à-vis d'un autre état-limite. L'attention est cependant attirée

Le calcul des déformations dues aux actions de longue durée tient compte du retrait et du fluage du béton. Dans ce calcul, on donne aux forces de précontrainte et à chacune des autres actions :

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

Pour le calcul des déformations probables et possibles sous toutes sollicitations d'utilisation, des pièces ou parties de pièces relevant des genres I et IIa, il est admis l'hypothèse de la proportionnalité des contraintes et des déformations, le béton tendu étant supposé non fissuré. Il en va de même pour le calcul des déformations probables sous les seules actions de longue durée pour les pièces ou parties de pièces relevant des genres IIb et III.

Pour le calcul des déformations possibles sous les sollicitations d'utilisation, des pièces ou parties de pièces relevant des genres IIb et III, il est admis la fissuration de tout béton dont la contrainte de traction, sur la fibre extrême la plus proche, dépasse σ , sous certaines combinaisons d'action, et on évalue les déformations en conséquence ***.

22.2. Si, lorsqu'il est nécessaire vis-à-vis des conditions d'exploitation ou de durabilité de l'ouvrage, de limiter les déformations ou leurs variations sous certaines combinaisons d'actions, le C.P.S. ne définit pas pour chacune de ces combinaisons l'état-limite de déformation à respecter, celui-ci est soumis à l'acceptation du maître d'œuvre *.

Article 23. — État limite ultime de résistance *

23.1. Les sollicitations de calcul de l'article 16 ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes calculées suivant les paragraphes 23.2 à 23.5.

Les sections soumises à un effort normal de compression autre que celui dû à la précontrainte sont calculées en introduisant une excentricité additionnelle de cet effort, dans la direction la plus défavorable, au moins égale à $h_t/30$ et à 2 cm, h_t désignant la hauteur totale de la section dans la direction considérée *.

Pour l'évaluation d'une sollicitation limite, les aciers de précontrainte n'interviennent que pour la partie de leur traction (dénommée surtension) excédant la valeur caractéristique (P1 ou P2) utilisée pour évaluer la sollicitation de calcul **.

Les justifications sont à présenter dans toutes les phases de la construction et en service ***.

sur le fait que les cas respectivement les plus défavorables en service et à la construction sont le plus souvent de natures différentes par suite de la variation de l'excentricité de l'effort normal; par exemple, une section dont la section d'armatures de précontrainte au voisinage d'une fibre est limite en service peut, à la construction être limite du point de vue de la compression du béton sur cette même fibre lors des opérations de mise en précontrainte.

23.2. * Les déformations des fibres sont ainsi proportionnelles à leur distance à l'axe neutre de la déformation et sont les mêmes pour les deux matériaux, étant entendu que pour les armatures de précontrainte, il s'agit de variations de déformation intervenant après leur solidarisation avec le béton et s'ajoutant donc aux déformations préalablement intervenues lors de leur mise en tension; les variations de déformation à prendre en compte sont précisées en 23.5.

** Il est loisible d'adapter la forme des courbes pour se rapprocher du diagramme réel de l'acier utilisé, à condition que la limite d'élasticité employée pour tracer le diagramme de calcul soit la valeur garantie T_f .

*** A la différence du coefficient γ_a , le coefficient γ_{m2} ne résulte que pour une faible part de la dispersion de la résistance de l'acier mesurée à la fabrication, mais davantage :

- des risques d'affaiblissement local des armatures de précontrainte (ruptures de fils par exemple) pour diverses causes tout au long de la vie des constructions;

- et davantage encore de la forme des diagrammes de résistance ultime moment de flexion — effort normal.

23.3. * Il résulte des prescriptions de cet article que le diagramme des déformations passe obligatoirement par l'un des points A, B et C.

Le domaine 1 est celui de la flexion (composée ou simple) sans épuisement de la résistance du béton, dont le raccourcissement reste partout inférieur à 3,5 ‰; lorsque toute la section est située du côté des allongements on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité.

Le domaine 2 est celui de la flexion (composée ou simple) avec épuisement de la résistance du béton sur l'une des fibres extrêmes; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent être alors soit tendues (ou surtendues) avec maximum d'allongement (ou variation d'allongement) égal à 10 ‰, soit comprimées (ou sous-tendues) une partie de la section demeurant tendue (diagramme voisin de BO).

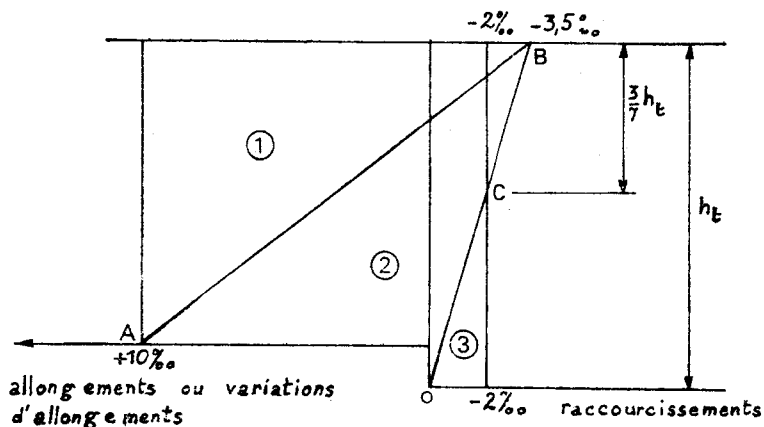
Le domaine 3 est celui de la section entièrement comprimée.

** Lorsque les armatures sont trop éloignées les unes des autres pour pouvoir être confondues avec leur centre de gravité, cette valeur de 10 ‰ s'applique à la tension ou surtension de l'armature (ou du groupe d'armatures) la plus proche de la fibre la plus tendue.

23.2. La détermination de l'état-limite ultime de résistance d'une section de pièce prismatique soumise à des contraintes normales, repose sur les hypothèses suivantes :

- I. Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton *;
- II. La résistance à la traction du béton est négligée;
- III. Les diverses positions que peut prendre le diagramme des déformations de la section dans les divers domaines de sollicitations sont définies en 23.3;
- IV. Le diagramme déformations contraintes du béton est celui défini en 23.4;
- V. Les diagrammes de calcul des aciers se déduisent des diagrammes-types ** déformations contraintes de l'annexe II en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_m$; γ_m est égal à $\gamma_{mp} = 1,25$ pour les armatures de précontrainte et à $\gamma_a = 1,1$ pour les armatures passives. ***

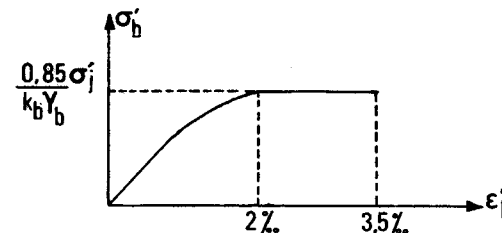
23.3. Les diverses positions que peut prendre le diagramme des déformations de la section sont définies par la figure ci-dessous dans laquelle on distingue trois domaines *.



Le domaine 1 pour lequel le diagramme passe par le point A est caractérisé par un allongement de l'acier passif, ou une variation d'allongement de l'armature de précontrainte, égal à 10 ‰ **.

*** Il s'agit là du même raccourcissement que celui visé dans le diagramme de 23.4.

23.4. * Dans le système des coordonnées, déformations ϵ'_b , contraintes de compression σ'_b , le diagramme parabole rectangle est représenté ci-dessous.



** Le coefficient γ_b est un coefficient γ_m (cf. Directives communes relatives au calcul des constructions, art. 1.1.3.), qui a pour objet de tenir compte de la dispersion de la résistance du béton. Il est possible de ramener sa valeur à 1,3 dans le cas de sollicitations accidentelles ou dans le cas de pièces bétonnées en usine fixe et faisant l'objet d'un contrôle statistique et à 1,4 en phase de construction lorsque la sécurité publique ne paraît pas devoir être compromise en cas de dépassement de l'état-limite considéré; en revanche il est recommandé de porter γ_b à la valeur 1,6 dans le cas du bétonnage sur chantier de bâtiments soumis à un contrôle atténué (le contrôle atténué n'est pas admis pour les ponts en béton précontraint, mais il peut l'être pour les bâtiments).

Les coefficients 0,85 en numérateur et k_b en dénominateur ont pour objet de tenir compte de ce que la résistance du béton est fonction décroissante de la durée d'application de la charge. A titre d'exemples, on considérera que :

- la durée probable d'application d'une charge sur pont-route et celle de la valeur caractéristique de l'action du vent sont inférieures à une heure;
- celle de la charge sur plancher d'une salle d'enseignement ou de spectacle est comprise entre 1 heure et 24 heures;
- celle d'une charge de neige (paravalanches exclus) est supérieure à 24 heures.

*** La figure ci-dessous relative à la seule zone comprimée explicite les dispositions relatives au diagramme rectangulaire.

Le domaine 2 pour lequel le diagramme passe par le point B est caractérisé par un raccourcissement du béton sur la fibre la plus comprimée égal à 3,5 ‰ ***.

Le domaine 3 pour lequel le diagramme passe par le point C est caractérisé par un raccourcissement du béton au point C égal à 2 ‰, la distance du point C à la fibre la plus comprimée étant égale à $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h_c de la section : le raccourcissement du béton sur la fibre la plus comprimée est alors compris entre 2 ‰ et 3,5 ‰.

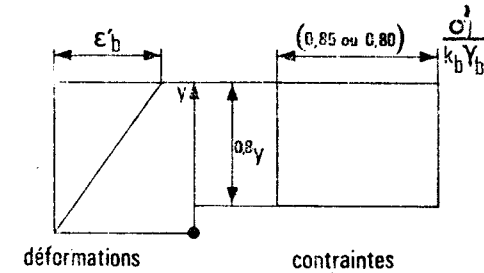
23.4. Le diagramme déformation-contraintes du béton utilisable dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole-rectangle » *.

Il comporte un arc de parabole du second degré et d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression du béton σ_b , suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_b , et tangent à la parabole en son sommet. L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon'_b = 2 ‰$ et $\sigma'_b = \frac{0,85 \sigma'_j}{k_b \gamma_b}$, avec $\gamma_b = 1,5$ sauf prescription contraire du C.P.S.; le coefficient k_b est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, il est fixé à 0,9 lorsqu'elle est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h. ** Le segment de droite qui fait suite s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ϵ'_b .

Dans le cas où la justification se traduit par un diagramme de déformations appartenant au domaine 1 ou au domaine 2, il est loisible d'avoir recours au diagramme rectangulaire simplifié défini ci-après *** :

y désignant la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée et k_b et γ_b conservant les valeurs ci-dessus :

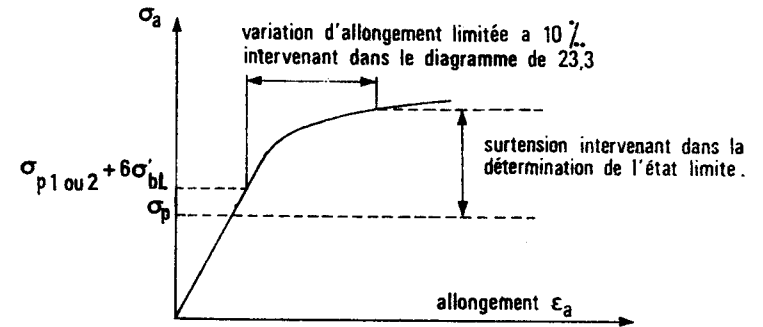
- sur une distance $0,20 y$ à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle;
- sur la distance $0,80 y$ restante, la contrainte vaut $\frac{0,85 \sigma'_j}{k_b \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres les plus comprimées et $\frac{0,80 \sigma'_j}{k_b \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers ces mêmes fibres ****.



Ce diagramme donne des résultats d'autant plus voisins de ceux du diagramme parabole-rectangle, que le raccourcissement de la fibre la plus comprimée se rapproche de 3,5 ‰; il peut donc être encore utilisé pour des valeurs de ϵ'_b ne s'écartant pas trop de cette même valeur.

**** Les zones comprimées de largeur décroissante vers les fibres les plus comprimées sont les zones de forme circulaire, triangulaire ou trapézoïdale avec pointe du côté le plus comprimé; c'est par exemple le cas de la section rectangulaire en flexion déviée.

23.5. * Pour une valeur donnée σ_{p1} ou σ_2 de la précontrainte caractéristique les variations d'allongement ou de tension à considérer se déduisent du diagramme de calcul de l'acier, ainsi qu'indiqué à la figure ci-dessous.



Article 24. — État-limite ultime de stabilité de forme

24.1. * Certaines pièces peuvent faire l'objet de méthodes particulières de justification basées sur des résultats expérimentaux (par exemple, flambement des poteaux et colonnes).

** Les prescriptions de cet article ne définissent que les bases du calcul de vérification de la stabilité de forme. Ces bases correspondent à une conception tout à fait différente de la conception antérieure des justifications vis-à-vis des risques d'instabilité qui permet notamment de mettre en évidence l'importance des armatures dans les parties tendues et la plastification du béton dans les

23.5. La surtension excédant la valeur caractéristique de la précontrainte introduite dans le calcul s'évalue, à partir du diagramme de calcul défini en 23.2 v., dans les conditions suivantes (avec les mêmes notations qu'en 21.2 v.) :

- la surtension d'une armature située sur l'axe neutre de la déformation est prise égale à $6 \sigma_{sL}$;
- il est loisible de négliger les variations de tension des armatures situées dans la zone comprimée du béton;
- la limitation de 10 ‰ visée en 23.3 concerne la variation d'allongement se produisant après décompression du béton; elle s'ajoute à un allongement de l'armature correspondant sur le diagramme de calcul à la valeur $\sigma_{p1} \text{ ou } 2 + 6 \sigma_{sL}$. *

Article 24. — *État-limite ultime de stabilité de forme*

24.1. En l'absence de méthodes basées sur des résultats expérimentaux probants *, il est loisible de justifier comme suit les pièces susceptibles de présenter une instabilité de forme **.

Les combinaisons d'actions de calcul *** à considérer sont celles énumérées à l'article 16.

Les sollicitations sont évaluées à partir des actions de calcul en tenant compte :

- d'une imperfection géométrique initiale;
- des sollicitations dites du second ordre.

parties fortement comprimées, quant à la stabilité. Les modalités pratiques d'application des principes énoncés, nécessitant des études complémentaires, feront l'objet ultérieurement d'une annexe qui portera notamment :

- sur le choix de l'imperfection géométrique;
- sur les valeurs des modules de déformation à prendre en compte en fonction du caractère des actions (courte durée et longue durée) et du niveau des contraintes;
- sur les résistances de calcul des matériaux;
- sur le choix du coefficient γ_s .

*** Il est rappelé que les actions de calcul sont les produits $\gamma_Q Q$ (circulaire du 13 décembre 1971, art. 1.1.1).

Parmi ces actions de calcul doit figurer l'action de la précontrainte P_1 ou P_2 . Ces actions de calcul sont prises en compte pour évaluer les sollicitations du second ordre définies à l'article 15.1.

Article 25. — *État-limite de fatigue*

25.1.* Il s'agit de pièces soumises à des variations d'actions suffisamment importantes et fréquentes pour diminuer de façon sensible leur durabilité ou résistance.

** La valeur de γ_Q fixée par le C.P.S. ne doit pas être confondue avec le coefficient γ à prendre en compte pour certaines justifications du genre III; il s'agit ici de préciser la fraction des charges de courte durée agissant avec une certaine fréquence, pour laquelle il peut être commode de retenir les valeurs particulières données au 25.2; bien entendu les justifications vis-à-vis de la fatigue ne sont à présenter qu'avec les combinaisons comportant $\gamma_Q Q_c$.

25.2. * Ces justifications ne sont donc pas à fournir pour les sections entièrement comprimées (notamment les ouvrages calculés en genre I); il convient d'ailleurs de remarquer que la meilleure sécurité vis-à-vis de la fatigue des armatures consiste à ne pas accepter de tractions sous la fraction γ_Q des charges de courte durée.

** Il est rappelé que R_g désigne la contrainte de rupture garantie de l'armature de précontrainte considérée.

*** Les chiffres indiqués correspondent à une durée de vie de l'ouvrage d'environ 50 ans.

Les déformations permettant le calcul des sollicitations du second ordre sont évaluées :

- en négligeant le béton tendu;
- en adoptant pour le béton comprimé un diagramme déformations contraintes du type parabole-rectangle.

Les sollicitations de calcul sont obtenues en multipliant les sollicitations ainsi calculées par un coefficient γ_{s3} approprié.

24.2. La justification de la stabilité de forme consiste à démontrer qu'il peut exister un état de contraintes qui équilibre les sollicitations de calcul et qui soit compatible avec les résistances de calcul des matériaux.

Article 25. — *État-limite de fatigue*

25.1. Le C.P.S. désigne s'il y a lieu les ouvrages ou parties d'ouvrages devant faire l'objet de vérifications complémentaires vis-à-vis de l'état-limite de fatigue *. Pour les sections relevant du genre III l'article 25.2 est applicable dans tous les cas.

Les sollicitations de calcul à considérer sont celles définies en 17.1 sauf en ce qui concerne la valeur de γ_{Qc} qui est à préciser par le C.P.S.; ce dernier précise également la fréquence d'application de la fraction des charges de courte durée ainsi obtenue (en vue de l'application du 25.2). ** A défaut d'indications du C.P.S., les hypothèses nécessaires aux calculs sont soumises à l'acceptation du maître d'œuvre.

Les calculs sont conduits selon les règles du 21.2 en négligeant le béton tendu, les contraintes des aciers sont alors évaluées selon 21.4.3 et sans se référer à 21.4.2.

25.2. Lorsque sous les sollicitations définies en 25.1 l'une des fibres extrêmes de la section se trouve tendue * il y a lieu de limiter comme suit, sous l'action des charges $\gamma_{Qc} Q_c$, les variations de contrainte des armatures passives ($\Delta \sigma_a$) et de précontrainte ($\Delta \sigma_{ap}$) **, les variations étant comptées à partir des valeurs correspondant aux actions probables de longue durée.

Fréquence maximale annuelle d'application des charges***.		1 000	10 000
Limitation des variations de contrainte.	$\Delta \sigma_a$ (MPa ou N/mm ²)	200	100
	$\Delta \sigma_{ap}$	0,10 R _g	0,05 R _g

En outre, sous les mêmes cas de charge, la contrainte maximale des armatures passives est limitée à la moitié de leur limite d'élasticité $0,5 \sigma_e$.

25.3.

* Le C.P.S. peut augmenter la valeur des γ_b pour les ouvrages soumis à des variations particulièrement importantes et fréquentes des actions de courte durée avec dépassement de la contrainte $0,5 \sigma'$; à titre indicatif la majoration des γ_b peut alors atteindre 10 à 20 %.

Ce paragraphe ne s'applique pas aux ponts-routes, mais s'applique par exemple aux ponts-roulants et à certains éléments de ponts-rails.

Article 26. — *Redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques*

26.1. * Ces redistributions d'efforts ne doivent pas être confondues avec celles évoquées au paragraphe 15.3 et qui concernent l'effet des déformations différées du béton sur une structure construite par phases successives; les redistributions visées ici s'ajoutent à celles de 15.3. Elles ne concernent que les seuls moments de flexion.

** A l'heure actuelle les données expérimentales et les connaissances théoriques disponibles sont encore insuffisantes pour permettre d'évaluer les courbures et les rotations non linéaires et d'en apprécier l'effet pour tous les types de structures et d'actions; on est ainsi conduit, pour la plupart des cas, à maintenir le modèle élastique et linéaire, même pour la vérification aux états-limites ultimes.

26.2. * On notera que le calcul des déformations s'effectue dans l'hypothèse de l'élasticité linéaire en dehors de la ou des sections plastifiées.

** On prend donc $m = 1,5$ lorsque le diagramme de 23,3 passe par l'un des points B ou C, et $m = 2$ lorsqu'il passe par le point A.

26.3.

* On entend par adaptation la redistribution d'efforts due aux déformations inélastiques et non linéaires se produisant dans le domaine des sollicitations correspondant aux états d'utilisation. Cette redistribution est particulièrement due aux déformations plastiques causées par les charges variables, l'irréversibilité de ces déformations donnant naissance (par suite de l'hyperstaticité du système) à des réactions formant un système nul, soit un état dit « d'auto-contrainte ».

La théorie de l'adaptation, qui s'applique en service, consiste pratiquement à choisir un état d'autocontrainte, pouvant résulter par exemple de dénivellations fictives des appuis; une fois choisi, cet état d'autocontrainte est fixe c'est-à-dire qu'il faut prendre toujours le même quelle que soit la combinaison d'actions considérée. Ensuite on ajoute l'état d'autocontrainte à l'état de contrainte calculé suivant les règles données ci-contre, et on vérifie que les contraintes résultantes du béton ne dépassent pas les valeurs limites de l'article 21.3.2.

25.3. Sauf dispositions contraires du C.P.S., les coefficients γ_0 ne sont pas modifiés, qu'il s'agisse de ceux relatifs à la justification des états-limites ultimes ou d'utilisation. *

Article 26. — *Redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques*

26.1. Les déformations inélastiques et non linéaires des matériaux entraînent, dans les structures hyperstatiques, une redistribution des efforts par rapport à ceux résultant de l'application d'un modèle élastique et linéaire *.

Le C.P.S. peut, pour les seules sollicitations de flexion, autoriser la prise en compte de ces redistributions, soit en fixant pour celles-ci des valeurs forfaitaires, soit, en l'absence de résultats expérimentaux, en admettant le calcul de la structure par des méthodes théoriques impliquant le recours à un modèle inélastique et non linéaire **; il précise les états limites (d'utilisation, ultime) pour lesquels cette faculté est accordée.

Lorsque le recours à des modèles non linéaires est admis, il y a lieu d'appliquer les paragraphes qui suivent relatifs aux états-limites ultime (26.2) et d'utilisation (26.3).

26.2. Le modèle utilisé lorsque l'état-limite ultime est atteint comporte une ou plusieurs sections subissant des déformations plastiques de grande amplitude et transmettant au reste de la structure des moments fléchissants supposés égaux à ceux calculés en fonction des règles de l'article 23.

Les flèches calculées lors de l'état qui précède immédiatement la ruine * ne doivent dépasser, sous le même ensemble d'actions, dans aucun des mécanismes de ruine considéré, m fois celles déterminées, sous les mêmes charges, en supposant le modèle élastique et linéaire jusqu'au bout; on prend $m = 1,5$ si l'état ultime des sections plastifiées correspond à l'épuisement de la résistance du béton, et $m = 2$ dans le cas contraire **.

26.3. Vis-à-vis des états-limites d'utilisation il peut être fait usage de la théorie de l'adaptation *.

Dans cette dernière hypothèse les règles du paragraphe 21.3.2 s'appliquent sous les sollicitations calculées après adaptation; en outre, sous les sollicitations calculées avant application de la théorie de l'adaptation, les sections doivent satisfaire aux règles qui suivent.

Les contraintes limites de traction données à l'article 21.3.2 sont augmentées de la quantité $\sigma_1/2$, sauf en ce qui concerne la section d'enrobage (et éventuellement la zone d'enrobage) qui doit toujours rester comprimée sous les actions de longue durée.

En genre III, l'obligation de vérifier que la section d'enrobage est toujours comprimée sous les actions de longue durée et la fraction χ des charges d'exploitation s'applique avec $\chi = 0$.

Enfin pour tous les genres la contrainte moyenne de compression du béton,

L'attention est enfin attirée sur le fait que la théorie de l'adaptation, n'ayant pas encore la sanction de l'expérience, doit être appliquée avec la plus grande prudence dès que l'on s'éloigne des cas usuels.

** Les règles autres que celles du paragraphe 21.32 s'appliquent donc avant et après adaptation.

CHAPITRE VI

Justification des pièces prismatiques linéaires
vis-à-vis des sollicitations tangentes

Article 27. — *Principes de justification*

27.1. * L'effort tranchant réduit tient compte de l'inclinaison des armatures de précontrainte longitudinales par rapport à la fibre moyenne.

Ainsi qu'il est indiqué en 27.3, l'inclinaison éventuelle des armatures de précontrainte transversales d'âme par rapport à cette même fibre développe dans celle-ci des contraintes tangentes qui viennent se composer avec celles dues à l'effort tranchant réduit.

** L'effort tranchant de la résistance des matériaux classique peut donc subir deux réductions :

- l'une due à l'angle de la précontrainte longitudinale avec la fibre moyenne;
- l'autre (éventuelle) due, en présence d'un moment fléchissant global actions extérieures et de précontrainte, au fait que la poutre est de hauteur variable; cette dernière est dénommée « effet Résal ».

L'attention est toutefois attirée sur le fait que ces termes correctifs sont algébriques et ne sont donc pas forcément toujours favorables.

27.2.1. * Les justifications évoquées ici concernent la compression des bielles qui assurent la transmission à l'appui des efforts apportés par ces charges, ainsi que l'ancrage des armatures (de précontrainte ou passives) situées dans la zone où s'exerce la réaction d'appui.

Le chapitre VII traite spécialement des problèmes concernant les zones d'about ou d'appui et les efforts concentrés.

calculée sous l'effet de la précontrainte probable sur l'ensemble de la section supposée non fissurée, doit être partout au moins égale à $\sigma'_{20}/10$.

Toutes les autres règles de l'article 21, et en particulier celles relatives aux armatures, s'appliquent sans changement. **

CHAPITRE VI

Justification des pièces prismatiques linéaires vis-à-vis des sollicitations tangentés

Article 27. — *Principes de justification*

27.1. Les poutres soumises à des efforts tranchants doivent être justifiées vis-à-vis des états-limites d'utilisation (art. 28) et ultime (art. 29) sous les sollicitations calculées suivant les règles du chapitre III; celles-ci amènent à considérer un effort tranchant, dit réduit, tenant compte des actions dues à la précontrainte longitudinale. *

En outre pour les poutres de hauteur variable, il est loisible d'introduire dans le calcul de l'effort tranchant un terme correctif tenant compte des inclinaisons des membrures par rapport à la fibre moyenne **.

27.2. Au voisinage d'un appui, l'effort tranchant est calculé dans les conditions suivantes, h_t désignant la hauteur totale de la poutre dans la section située au-dessus de l'appui en cause.

27.2.1. Les charges réparties situées entre l'appui et les sections distantes de $\frac{h_t}{2}$ peuvent ne pas être prises en compte.

L'effort tranchant développé par une charge concentrée entre elle-même et un appui voisin peut être multiplié par le facteur $a/2h_t$ à condition que la distance, a , de cette charge à l'appui soit inférieure à $2h_t$.

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

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

27.3. * Il s'agit donc d'un calcul conventionnel, effectué abstraction faite de la répartition réelle des contraintes sur la section considérée.

** La contrainte σ'_y résulte en général de l'action d'armatures transversales d'âme de précontrainte (précontrainte verticale de l'âme).

*** Il est rappelé que, conformément à l'article 18, l'épaisseur nette de l'âme se calcule en déduisant de l'épaisseur brute la somme de tous les évidements se trouvant au niveau considéré, y compris les diamètres d'encombrement des gaines des câbles.

**** La contrainte tangente due à une action caractéristique de la précontrainte développée par des armatures d'âme transversales inclinées peut s'évaluer par la formule :

$$\frac{F_t \cos \alpha'}{b_n t'}$$

les notations utilisées étant celles de l'article 29.

27.4. * Le calcul de la contrainte tangente due à l'effort tranchant V peut s'effectuer alors par la formule : $\tau = \frac{V}{b_n z}$ dans laquelle :

b_n est l'épaisseur nette de l'âme,

$z = \frac{I}{S}$ avec I, moment d'inertie de la section par rapport à la parallèle à

l'axe neutre de la déformation menée par le centre de gravité de la section du béton seul supposé non fissuré, et S le moment statique par rapport au même axe de l'une ou l'autre des deux parties de la section divisées par cet axe.

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

*** Pour les poutres non usuelles il est possible d'effectuer un calcul plus complet en évaluant en chaque partie de la zone considérée les valeurs des contraintes τ , σ'_x et σ'_y : c'est alors l'ensemble le plus défavorable de ces valeurs qu'il y a lieu de prendre en compte.

Article 28. — *Justification d'une âme de poutre vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation*

* Cette inégalité dérive de la formule de Chalos et Bétéille modifiée pour tenir compte des résultats expérimentaux. Elle a d'autre part été simplifiée et ajustée pour la rendre cohérente avec les règles adoptées pour chacun des genres ou sous-genres vis-à-vis des contraintes normales.

** Lorsque $\sigma'_y = 0$ la formule se simplifie et devient :

$$\tau \leq 0,25 \left(1 + \frac{\sigma'_x}{\sigma'_y} \right) \sqrt{\left(\frac{\sigma'_j}{\gamma_b} - \sigma'_x \right) (k \sigma_j + \sigma_x)}$$

Toutefois l'épaisseur de l'âme et le pourcentage des armatures transversales d'âme ne doivent pas dans cette zone être inférieurs aux valeurs qu'elles ont dans les sections situées à une distance supérieure à $h_i/2$.

27.3. Les justifications sont conduites, pour une section donnée et vis-à-vis de l'état-limite en cause, à partir du tenseur des contraintes $\sigma'_x, \sigma'_y, \tau$, calculées au niveau précisé en 27.4, dans l'hypothèse de déformations élastiques et linéaires des matériaux et en supposant le béton non fissuré. * On désigne par :

σ'_x , la contrainte normale à la section au niveau du calcul, évaluée sur la section nette de la poutre,

σ'_y , la contrainte normale de l'âme perpendiculaire à la fibre moyenne de la poutre, calculée sur l'épaisseur brute de l'âme désignée par b_o **,

τ , la contrainte tangente (ou de cisaillement) de l'âme évaluée au niveau du calcul en prenant l'épaisseur nette de l'âme désignée par b_n ***; elle se calcule en composant la contrainte due à l'effort tranchant réduit et celle due à l'inclinaison des armatures de précontraintes transversales ****.

Les contraintes normales σ'_x et σ'_y sont comptées positives pour les compressions et négatives pour les tractions.

27.4. Pour les poutres usuelles, dont l'âme est d'épaisseur constante sur toute sa hauteur, le tenseur des contraintes est calculé au niveau du centre de gravité de la section nette du béton seul supposé non fissuré *; les justifications effectuées à ce niveau sont considérées comme valables pour toute la hauteur de l'âme, sous réserve d'introduire dans le calcul de la contrainte τ l'épaisseur nette de l'âme au niveau où celle-ci est minimale dans la zone considérée **.

Pour les poutres non usuelles et en particulier pour celles dont l'âme est d'épaisseur variable sur sa hauteur, il y a lieu d'effectuer des vérifications supplémentaires dans les zones les plus défavorables des sections ***.

Dans le cas des poutres construites en plusieurs phases successives au cours desquelles les sections présentent des centres de gravité différents, il est loisible d'effectuer le calcul au niveau du centre de gravité de la section définitive.

Article 28. — Justification d'une âme de poutre vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation

Les contraintes σ'_x, σ'_y et τ calculées sous sollicitations d'utilisation doivent satisfaire l'inégalité suivante * :

$$\tau^2 \leq (0,25)^2 \left(1 + \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{\sigma'_j} \right)^2 \left(\frac{\sigma'_j}{\gamma_b} - \sigma'_x - \sigma'_y \right) (k\sigma_j + \sigma'_x + \sigma'_y) + \sigma'_x \sigma'_y$$

avec pour γ_b les valeurs fixées à l'article 21.3.1 et pour k celles du tableau suivant (selon le genre ou le sous-genre) :

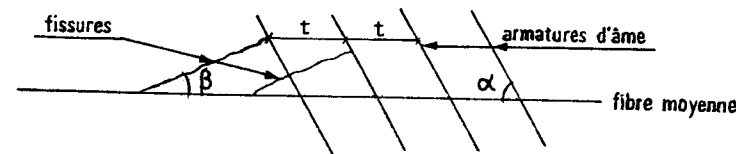
genres....	I	II	III a	III b
k.....	0	1	1,6	2,5

Article 29. — Justification d'une âme de poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime

29.2. Justification des armatures d'âme.

29.2.1. * La valeur maximale usuelle de σ_s est actuellement de 420 MPa (N/mm²); en l'absence de justifications expérimentales prouvant qu'il est possible de mobiliser des contraintes plus élevées sans désorganisation excessive du béton de l'âme, il est recommandé de ne pas adopter des valeurs supérieures.

** Le schéma ci-dessous précise la façon de compter les quantités, t, α , ainsi que β défini plus loin en 29.2.3.



*** Cette façon d'opérer (déjà utilisée à l'article 23) consiste à diviser conventionnellement la précontrainte en deux parts, l'une (F_t) agissante, l'autre (ΔF_t) résistante. C'est à partir de F_t que se calcule la partie de la contrainte σ'_y correspondant à une action caractéristique de précontrainte, soit :

$$\frac{F_t \sin \alpha'}{b_o t'}$$

29.2.2.

* Il y a lieu de retenir pour la section d'armatures d'âme la plus élevée des deux valeurs données par les paragraphes 29.2.2 et 29.2.3; la condition du 29.2.2 devient prépondérante par rapport à celle de 29.2.3 pour les petites valeurs de τ , notamment lorsque :

$$\tau \operatorname{tg} \beta < 0,15 \sqrt{\sigma'_j}$$

29.2.3.

* Il est bien précisé que les contraintes à considérer pour le calcul de l'inclinaison des fissures sont conventionnellement celles qui résultent des sollicitations ultimes.

** La condition donnée tient compte du fait qu'une partie de l'effort tranchant est équilibrée par la membrure comprimée (terme correcteur $0,15 \sqrt{\sigma'_j}$);

Article 29. — *Justification d'une âme de poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime*

29.1. Vis-à-vis de l'état-limite ultime les justifications comportent :

- une vérification des armatures d'âme transversales (29.2);
- une vérification de la résistance du béton de l'âme (29.3.).

29.2. *Justification des armatures d'âme.*

29.2.1. Sauf exception visée en 29.2.5 toute poutre doit comporter des armatures d'âme transversales parallèles aux faces latérales de l'âme et ancrées dans les deux membres; ces armatures sont calculées ainsi qu'il est indiqué en 29.2.2 et 29.2.3.

Elles sont généralement constituées par des aciers passifs dont on désigne, pour ce qui suit, par :

A_t , la somme des aires des sections droites des brins d'armatures constituant un cours d'armatures passives transversales.

t , l'espacement de deux cours successifs de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre.

σ_s , la limite d'élasticité de l'acier de ces mêmes armatures *.

α , l'angle (inférieur à 90°) de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre. **

Il est également loisible d'avoir recours à des armatures d'âme de précontrainte, dont on désigne alors par t' l'espacement de deux cours successifs et par α' l'angle avec la fibre moyenne de la poutre. La force de précontrainte qu'elles développent, évaluée suivant les règles de l'article 12, est désignée par F_t (l'une ou l'autre des valeurs caractéristiques); dans l'évaluation de la sollicitation limite (en 29.2.3) ces armatures interviennent pour la partie de leur traction (surtenion ΔF_t) *** excédant la valeur caractéristique utilisée, cette surtension correspondant à une contrainte prise égale à la plus faible des deux valeurs suivantes :

- la limite élastique σ_s adoptée pour les armatures passives;
- $T_p - \sigma_{p1}$ ou σ_{p2} , T_p étant la limite d'élasticité garantie de ces armatures de précontrainte et σ_{p1} ou σ_{p2} la contrainte caractéristique considérée.

29.2.2. Un minimum d'armatures d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre; il est donné par la condition * que la quantité $\sigma'_y + \frac{A_t}{b_0 t} \sigma_s \sin \alpha$ soit au moins égale à la plus faible des deux valeurs $\frac{\tau}{2}$ et 1 (unité) MPa (ou N/mm²).

29.2.3. La vérification des armatures transversales d'âme tient compte de l'inclinaison des bielles de béton qui seraient découpées dans l'âme par des fissures éventuelles; on admet que ces fissures sont parallèles à la direction de la contrainte principale de compression maximale calculée au niveau du centre de gravité à partir du tenseur des contraintes τ , σ'_x , σ'_y *.

elle ne saurait donc être appliquée aux sections entièrement tendues, pour lesquelles il est recommandé de réduire le cisaillement, la résistance de telles pièces à l'effort tranchant étant médiocre.

*** Si on exprime toutes les contraintes en bars, le second membre de la relation s'écrit :

$$\tau \operatorname{tg} \beta - 0,47 \sqrt{\sigma'_j}$$

Si on les exprime en tf/m^2 , il devient :

$$\tau \operatorname{tg} \beta - 1,51 \sqrt{\sigma'_j}$$

29.2.4.

* Lorsque le cisaillement τ est susceptible de changer de sens (cas fréquent en béton précontraint) la seule solution valable consiste à adopter des armatures d'âme perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre. Avec $\alpha = \alpha' = 90^\circ$ la condition du 29.2.3 devient alors :

$$\frac{A_t}{b_0 t} \sigma_s + \frac{\Delta F_t}{b_0 t'} + \sigma'_y \geq \tau \operatorname{tg} \beta - 0,15 \sqrt{\sigma'_j}$$

29.2.5.

* Cette exception vise essentiellement le cas de pièces préfabriquées pour le bâtiment, dans lesquelles les armatures d'âme sont supprimées sur des zones plus ou moins étendues (par exemple les pannes de couverture des bâtiments).

Vu le danger de rupture brutale de telles pièces par effort tranchant, leur emploi ne peut être autorisé que sous les conditions énumérées dans le texte.

** Cette condition implique l'absence de toute charge concentrée ou de charge mobile notable, ce qui interdit en particulier la suppression des armatures d'âme au voisinage des appuis.

29.3. *Justification du béton d'une âme.*

Lorsque les armatures d'âme sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, la condition s'écrit :

$$\frac{2\tau}{\sin 2\beta} \leq \frac{\sigma'_j}{2,5}$$

En désignant par β , l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, on doit alors vérifier, dans le cas d'une section non entièrement tendue **, sous les sollicitations ultimes.

$$\frac{A_t}{b_0 t} \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\cos \beta} + \frac{\Delta F_t}{b_0 t'} \frac{\sin(\alpha' + \beta)}{\cos \beta} + \sigma'_y \geq \tau \operatorname{tg} \beta - 0,15 \sqrt{\sigma'_j}$$

avec

$$\operatorname{tg} 2\beta = \frac{2\tau}{\sigma'_x - \sigma'_y}$$

Dans cette expression toutes les contraintes sont exprimées en MPa (ou N/mm²), *** y compris l'expression $\frac{\Delta F_t}{b_0 t'}$.

29.2.4.

Les armatures transversales d'âme ainsi calculées (passives ou de précontrainte) doivent faire avec la fibre moyenne de la poutre un angle au moins égal à 45°, leur inclinaison éventuelle étant de sens opposé à celle des fissures susceptibles de se produire dans l'âme. *

L'espacement t des armatures transversales d'âme passives doit être au plus égal à la plus petite des deux valeurs $0,8 h_t$ et $3 b_0$, h_t désignant la hauteur totale de la section et b_0 l'épaisseur brute minimale de l'âme.

L'espacement t' des armatures transversales d'âme de précontrainte doit être au plus égal à $0,8 h_t$.

29.2.5.

Par exception les armatures d'âme peuvent être supprimées lorsque les conditions suivantes sont simultanément remplies : *

- la valeur maximale de $\tau \operatorname{tg} \beta$ est inférieure à $0,15 \sqrt{\sigma'_j}$;
- les poutres concernées sont exécutées sans reprise de bétonnage;
- la forme des éléments et l'exécution du bétonnage sont telles que les contraintes internes dans les âmes (dues par exemple à des retraits différentiels) sont négligeables;
- la fabrication des poutres présente un caractère industriel permettant un contrôle permanent de cette fabrication;
- les charges appliquées sont essentiellement des charges réparties ** d'intensité modérée, ne pouvant donner lieu à aucun phénomène de fatigue;
- la défaillance éventuelle de la poutre en cause ne doit, en aucun cas, entraîner la ruine en chaîne d'autres éléments de la structure.

29.3. Justification du béton d'une âme.

La justification du béton d'une âme vis-à-vis de l'état ultime s'exprime par la condition * suivante valable lorsque $\alpha' = \alpha$.

$$\frac{\tau \sin \alpha + \sigma'_y \cos \alpha}{\sin \beta \sin(\alpha + \beta)} \leq \frac{\sigma'_j}{2,5}$$

Article 30. — Règles de détail

30.1. Zones d'about des poutres précontraintes.

* Cette règle résulte du mécanisme de rupture par effort tranchant et des incertitudes qui règnent sur le mode de diffusion de la précontrainte. Pour son application il convient de prendre $\gamma_t = 1,2$.

** Se reporter à l'article 34.1 pour la définition de cette notion.

30.2. Cette prescription est en particulier applicable aux croisées de poutres, pour lesquelles l'ensemble des suspentes doit équilibrer la réaction mutuelle d'appui.

Les suspentes peuvent en ce cas être constituées par des armatures d'âme supplémentaires de la poutre la plus haute (normalement la poutre porteuse) disposées dans le volume commun aux deux poutres ou à son voisinage immédiat.

Elle est également applicable aux poussées au vide développées par des éléments courbes ou à tracé anguleux, dont il y a lieu de justifier l'attache sur les structures dont ils font partie.

Ce cas se présente en particulier pour les poutres caissons de hauteur variable, pour lesquelles la poussée au vide développée par le hourdis courbe se traduit par des réactions normales sur les âmes. Lorsque la poussée au vide est due à des armatures de précontrainte courbes, on applique le chapitre IX (art. 48.1).

De façon générale les suspentes peuvent être constituées, soit par des armatures spéciales ancrées de telle sorte que la transmission des efforts aux zones qui peuvent les équilibrer soit effectivement assurée, soit par des armatures transversales d'âme supplémentaires satisfaisant aux mêmes conditions d'ancrage.

30.3. Armatures de traction d'une poutre justifiée en genre III.

* Pour déterminer la membrure tendue, on utilise généralement une épure de dimensionnement, constituée par des courbes-enveloppes obtenues à partir du moment fléchissant (y compris le moment de précontrainte) qui agit aux abscisses considérées; la règle indiquée conduit en ce cas à décaler ces courbes-enveloppes de la longueur $h_i/2$ parallèlement aux abscisses.

Article 30. — Règles de détail

30.1. Zones d'about des poutres précontraintes.

Dans le cas de la pré-tension il y a lieu d'appliquer les articles 28 et 29 sans tenir compte des effets éventuels de la précontrainte longitudinale dans l'évaluation de la contrainte σ'_x , pour la zone comprise entre la section d'appui et celle située à une distance de l'about de la pièce égale à la longueur d'établissement de la précontrainte l_e définie à l'article 34.2 *. En outre la densité d'armatures transversales d'âme déterminée au voisinage de l'appui en application des articles 27.2 et 29.2.3 doit régner sur une longueur au moins égale à $0,8 h_t$ à partir de la section d'appui.

Dans le cas de la post-tension, lorsque, du fait de la distribution des organes d'ancrage à l'about de la poutre, la distribution des efforts développés par la précontrainte s'écarte sensiblement de la loi linéaire dans la zone s'étendant au voisinage de la section d'appui, les effets de la précontrainte longitudinale sont également négligés entre cette section et celle où la régularisation des contraintes normales est obtenue. **

30.2. Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre.

La zone d'application à une poutre d'un effort donné, doit être conçue de telle sorte que la transmission de cet effort aux parties de la poutre capables de l'équilibrer, soit assurée. Si cette transmission entraîne la mise en tension transversale de l'âme de la poutre, il est nécessaire de l'assurer au moyen d'armatures supplémentaires, appelées « suspentes », calculées vis-à-vis de l'état-limite ultime.

30.3. Armatures de traction d'une poutre justifiée en genre III

Lorsque les armatures transversales d'âme d'une poutre justifiée en genre III sont droites, c'est-à-dire normales à la fibre moyenne de cette poutre, il y a lieu de calculer les armatures de traction longitudinales vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation en prenant en compte le moment fléchissant agissant à la distance $h_t/2$ de la section considérée dans la direction où il augmente en valeur absolue*, h_t étant la hauteur totale de la section à l'abscisse considérée.

Article 31. — Actions tangentes exercées sur des éléments autres que les coutures d'attache

31.1. Règle des coutures généralisée.

31.1.1. * Échappent par exemple à la règle des coutures généralisée, les âmes des poutres qui font l'objet de l'article 29 et certains éléments des abouts de poutre dont la justification relève du chapitre VII.

** Dans la même catégorie entrent certains plans susceptibles d'être soumis à un effort tangent important du fait d'un changement brusque de section; plus généralement il y a lieu de couder toute section jugée critique vis-à-vis d'une rupture éventuelle par cisaillement. L'attention est cependant attirée sur le fait que la règle des coutures ne doit pas être utilisée de façon abusive lorsque en un point donné le choix du plan à justifier ne s'impose pas pour les raisons constructives déjà citées; dans ce dernier cas il conviendra en général de considérer soit le plan qui découpe la plus petite section de béton, soit si cela est plus défavorable celui qui supporte les contraintes tangentes les plus fortes.

*** Lorsqu'un plan est soumis à des actions tangentes susceptibles de changer de sens, il y a lieu de disposer les armatures de couture perpendiculairement au plan sollicité.

31.1.2. * La règle donnée exprime tout aussi bien l'équilibre :

— soit de deux surfaces au contact présentant un coefficient de frottement égal à un et supposées soumises (outre les sollicitations ultimes) à l'effort de compression qui résulterait de la mise en traction des armatures de couture (aux contraintes indiquées par la règle);

— soit d'un mécanisme de treillis comportant des bielles de béton inclinées à 45° sur le plan sollicité.

Le premier équilibre est celui des surfaces de reprise. Le second schéma est utilisé pour justifier l'attache de deux pièces entre elles, mais n'est strictement valable que pour des fissures inclinées à 45° ; dans le cas général il s'agit donc d'une approximation justifiée par le fait que la direction probable des fissures est dans la pratique souvent incertaine (actions variables, gradients de contraintes, etc.).

La règle indiquée ne saurait donc rendre compte de l'effet (sur la direction des fissures) de contraintes diverses, telles qu'une compression parallèle au plan d'étude; dans le cas où la direction probable des fissures peut être établie (par exemple à partir de la théorie de la courbe intrinsèque) il est loisible d'en tenir compte en procédant à une étude plus fine du phénomène.

** Il résulte de la règle, que la présence d'armatures de couture n'est pas indispensable lorsque la contrainte normale est une compression de valeur supérieure à celle de la contrainte tangente.

*** Il est rappelé que la surtension doit être comptée à partir de la valeur caractéristique de la précontrainte retenue pour le calcul de σ' ; on remarque d'autre part que le coefficient γ_{mD} est inclus dans le terme ΔF_t .

**** Les notations utilisées sont explicitées par la figure ci-dessous; l'attention est attirée sur la nécessité de donner à α et α' la valeur correspondant à l'angle du vecteur τ avec les armatures coté sollicitation agissante, et non celle de l'angle supplémentaire.

Article 31. — *Actions tangentés exercées sur des éléments autre que les âmes : coutures d'attache*

Les justifications à présenter sont toutes relatives à l'état-limite ultime.

31.1. Règle des coutures généralisée.

31.1.1. Cette règle a pour objet de justifier certains plans intérieurs du béton sur lesquels s'exerce un effort tangent accompagné ou non d'effort normal, et pour lesquels il n'est pas prévu par ailleurs de justification spécifique *. Il s'agit notamment :

- des plans de reprise de bétonnage;
- des plans d'attache de deux pièces entre elles. **

Ces plans doivent être traversés d'armatures d'attache (dites également armatures de couture) convenablement ancrées de part et d'autre; sont prises en compte en tant qu'armatures d'attache, les armatures faisant un angle d'au moins 45° avec le plan sollicité et inclinées en sens inverse de la direction probable des fissures du béton. ***

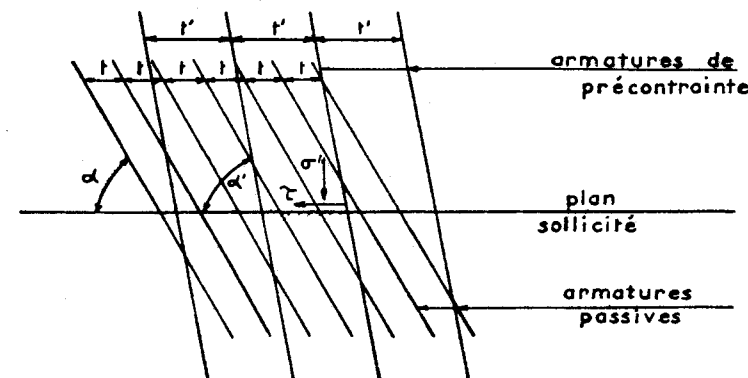
31.1.2. La justification consiste, en l'absence de résultats expérimentaux fournissant des bases sûres de calcul, * à appliquer l'inégalité suivante ** :

$$\sum \frac{A_s \sigma_s}{b_0 t \gamma_a} (\cos \alpha + \sin \alpha) + \sum \frac{\Delta F_t}{b_0 t'} (\cos \alpha' + \sin \alpha') \geq \tau - \sigma'$$

avec :

- A_s somme des aires de sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'armatures passives d'attache;
- t espacement de ces armatures mesuré parallèlement au plan sollicité;
- b_0 épaisseur du béton prise en compte pour évaluer τ et σ' ;
- σ_s limite d'élasticité des armatures passives d'attache;
- γ_a le coefficient défini en 23.2;
- α angle des armatures passives d'attache avec le plan sollicité;
- ΔF_t surtension, telle que définie en 29.2.1.***, des aciers constitutifs d'un cours d'armatures de précontrainte d'attache;
- t' espacement de ces armatures, mesuré parallèlement au plan sollicité;
- α' angle de ces armatures avec le plan sollicité;
- τ et σ' contraintes respectivement tangente et normale qui s'exercent sur le plan considéré, σ' étant comptée positive pour les compressions et négative pour les tractions. ****

Côté de la sollicitation agissante :



31.2. Liaison des membrures d'une poutre avec l'âme.

* En désignant par f et g l'effort normal et l'effort de glissement par unité de longueur le long de la jonction considérée, l'inégalité de l'article 31.1 s'écrit :

$$\sum \frac{A_s \sigma_s}{t \gamma_a} (\cos \alpha + \sin \alpha) + \sum \frac{\Delta F_t}{t'} (\cos \alpha' + \sin \alpha') \geq g - f$$

Pour le tracé des armatures d'attache résultant de cette inégalité, se reporter à l'article 49.

** Avec les mêmes notations qu'en 27.4 ce glissement vaut $\frac{V}{z}$.

*** En ce cas on ne se réfère pas au glissement dans l'âme au niveau du centre de gravité.

31.1.3. En outre lorsque la contrainte tangente τ dépasse $0,20 \sigma'$, il y a lieu de choisir un angle α tel que les armatures d'attache soient sensiblement perpendiculaires au plan de fissuration probable.

31.2. Liaison des membrures d'une poutre avec l'âme.

Il y a lieu de justifier par les règles de l'article 31.1. la jonction des membrures d'une poutre à l'âme en considérant, soit le plan de naissance, parallèle au plan moyen de l'âme, de la saillie de la membrure sur l'âme, soit tout plan parallèle au plan de naissance si cela est plus défavorable.

Les contraintes τ et σ' à prendre en compte pour l'application de l'article 31.1 sont des contraintes moyennes calculées sur la section seule du béton supposé non fissuré. Elles s'évaluent respectivement à partir du glissement longitudinal et de la résultante de l'effort normal s'exerçant sur le plan à justifier. *

Lorsque la membrure considérée est tendue sous sollicitations ultimes, le glissement longitudinal à prendre en compte est donné par la fraction ci-après du glissement calculé dans l'âme au niveau du centre de gravité** ; cette fraction, pour chaque partie de membrure à justifier, est égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

— le rapport de la force de traction ultime de toutes les armatures (passives et de précontrainte) situées dans la partie de membrure intéressée à celle des armatures situées dans l'ensemble de la membrure ;

— le rapport de la section brute de la partie de membrure intéressée à la section totale de la membrure.

Dans les autres cas, le glissement longitudinal à prendre en compte est calculé selon les formules de la Résistance des Matériaux à partir de la section brute de la pièce intéressée. ***

Dans tous les cas, dans le calcul du glissement, on ne tient compte que des largeurs de membrures considérées pour justifier la résistance de la poutre sous sollicitations ultimes vis-à-vis de la flexion, que les dites largeurs soient considérées en raison de la résistance de leur béton à la compression ou de la résistance à la traction des armatures qui y sont contenues.

31.3. Surfaces de reprise.

* C'est à ces conditions que par exemple des dalles réalisées à partir de de pré-dalles préfabriquées surmontées d'une lame de béton coulé en place peuvent être considérées comme constituant un ensemble monolithique.

Il est rappelé d'autre part que la présence d'armatures de couture n'est pas exigée lorsque la contrainte normale est une compression de valeur supérieure à celle de la contrainte de cisaillement.

Article 32. — Torsion

32.1. * L'étude de la rupture par des sollicitations comportant un couple de torsion est encore trop peu avancée pour qu'une théorie de la fissuration ait pu être établie dans ce cas. Le recours à un modèle tenant compte de la fissuration ne peut donc reposer que sur des essais.

32.2. * La détermination du tenseur de contraintes dû au couple de torsion dans une poutre de section quelconque peut être complexe ; il convient de distinguer les sections creuses (poutres-caissons par exemple) et les sections pleines (ponts à poutres sous chaussée par exemple).

Dans le cas des sections creuses, on peut appliquer la théorie des poutres tubulaires à parois minces ; la contrainte tangente de torsion s'évalue alors par la formule :

$$\tau = \frac{C}{2\Omega b_n}$$

dans laquelle C est le moment de torsion, b_n l'épaisseur nette de la paroi au point considéré et Ω l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

Dans le cas de sections pleines composées de profils minces, ceux-ci ne peuvent équilibrer que de très petits couples de torsion, tout en subissant des déformations importantes ; il est alors loisible de négliger les contraintes d'origine hyperstatique dues à la torsion, et de tenir compte des efforts de flexion entraînés sur les différents profils par la rotation de la section autour du point appelé centre de torsion.

Dans le cas de sections pleines comportant des profils épais, il est loisible, pour un profil épais de forme convexe, de remplacer la section réelle par une section creuse équivalente, de contour extérieur coïncidant avec celui de la section réelle et d'épaisseur égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur ; la contrainte de torsion se calcule alors comme pour les sections creuses.

31.3. Surfaces de reprise.

Les règles de l'article 31.1 s'appliquent également aux plans constituant les surfaces de reprise de bétonnage, les armatures d'attache étant dites alors « coutures de reprise ».

Il est cependant loisible de ne pas prévoir de coutures de reprise dans les superstructures peu sollicitées, sous réserve de respecter les conditions suivantes : *

- l'élément n'est soumis qu'à des charges réparties, et lentement variables, non susceptibles d'effets dynamiques ou de choc;
- la surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante, par exemple en ménageant des indentations de liaison;
- la contrainte tangente calculée sous sollicitation ultime n'excède pas 0.3 MPa (ou N/mm²);
- la contrainte normale éventuelle est une compression.

Article 32. — Torsion

32.1. D'une façon générale les sollicitations de torsion sont évaluées dans l'hypothèse de déformations des matériaux élastiques et linéaires; il est cependant loisible, pour les justifications vis-à-vis de l'état-ultime, d'avoir recours à des modèles tenant compte de la fissuration du béton, lorsque le comportement du béton fissuré est suffisamment connu par les résultats expérimentaux dont on dispose. *

32.2. Le tenseur des contraintes dues au couple de torsion * est calculé dans les mêmes hypothèses qu'en 32.1 et ajouté aux autres tenseurs de contraintes.

32.4. * La résistance aux efforts de torsion nécessite d'une part des armatures transversales (parallèles au plan de la section) calculées suivant les règles de l'article 29, d'autre part des armatures longitudinales (perpendiculaires à la section) calculées suivant les règles de l'article 31.1 en considérant comme plan sollicité un plan perpendiculaire à la fibre moyenne; dans le cas d'une section rectangulaire les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement sur les faces pour les sections de grande dimension.

CHAPITRE VII

Règles particulières relatives aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés

Article 33. — Généralités

* Ces zones sont notamment les zones d'appui, d'about, d'application de la précontrainte. Pour ces dernières zones, les règles données concernent essentiellement le cas où elles se situent à l'about des poutres; dans les autres cas on adaptera ces prescriptions.

Dans ces zones les règles habituelles de la résistance des matériaux ne s'appliquent pas, ni par conséquent la plupart des limites de contraintes du béton fixées par les chapitres V et VI.

** Ces justifications sont autant que possible complétées par des méthodes ayant la sanction de l'expérience; à défaut on se reportera à l'annexe n° IV.

Dans une certaine mesure, notamment sous les réserves des commentaires de l'article 20, la théorie de l'élasticité peut être utilisée pour la détermination des efforts internes.

Article 34. — Zone d'introduction des forces de précontrainte à l'about

34.1. Force de précontrainte concentrée : zone de régularisation des contraintes. Équilibre général.

* Lorsque la force de précontrainte est inclinée sur l'axe longitudinal de la pièce, il est admis que la longueur de la zone de régularisation des contraintes reste inchangée.

** La longueur de régularisation des contraintes ne doit pas être confondue avec la longueur de diffusion de la précontrainte qu'on pourrait déduire de l'article 20.1 : cette autre longueur en effet ne conditionne que très accessoirement l'efficacité de la plupart des armatures passives qu'il s'agit ici de déterminer.

32.3. Vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation, le tenseur résultant de l'application de 32.2 doit satisfaire aux prescriptions de l'article 28.

32.4. Vis-à-vis de l'état-limite ultime les vérifications sont effectuées conformément aux articles 29 et 31. *

CHAPITRE VII

Règles particulières relatives aux zones d'about ou d'appui et aux efforts concentrés

Article 33. — Généralités

Le présent chapitre traite des justifications, ainsi que des dispositions constructives corrélatives, concernant les zones d'application d'efforts concentrés *, dont la diffusion cause des efforts locaux internes.

Les justifications ** relatives à ces efforts consistent à renforcer, lorsqu'il y a lieu, les armatures transversales d'âme courantes et à équilibrer les efforts locaux internes de traction par des armatures passives qui s'ajoutent aux armatures passives, dites armatures courantes, déterminées suivant les règles des chapitres V et VI.

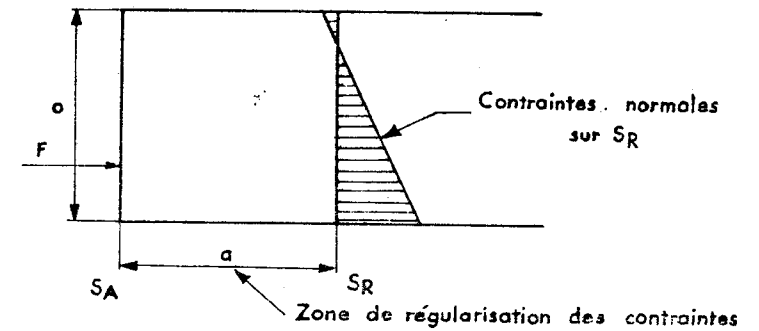
Les armatures transversales sont renforcées par la règle des coutures généralisée en remplaçant la formule de l'article 31.1.2 par :

$$\sum \frac{A_s}{b_0 t} \cdot \frac{2}{3} \sigma_s (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau - \sigma'$$

Article 34. — Zones d'introduction des forces de précontrainte à l'about

34.1. Force de précontrainte concentrée : zone de régularisation des contraintes. Équilibre général.

Il est admis que, lorsqu'une force de précontrainte concentrée F, agissant parallèlement à l'axe longitudinal d'une pièce, * est appliquée à la face d'about S_A de cette dernière, les contraintes normales qui en résultent sont réparties selon le principe de Navier à partir de la section S_R située à une distance du point d'application de la force, égale à la dimension « a » de la pièce dans la direction où se fait la diffusion. **

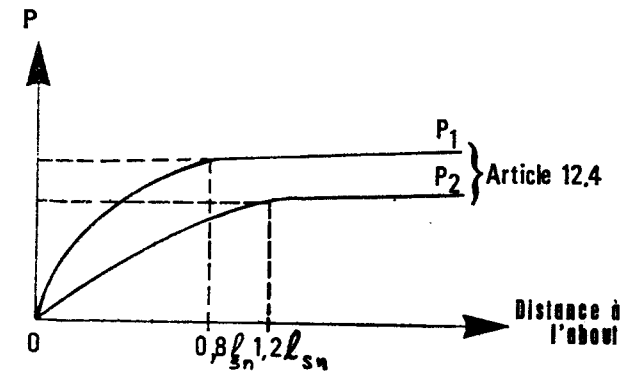


*** Les sollicitations résultant de la régularisation des contraintes dans la zone d'about sont dues au passage de la distribution discontinue des forces de précontrainte à la distribution continue linéaire des contraintes normales dans la pièce.

Dans le cas où plusieurs forces de précontrainte, et non pas une seule, sont appliquées à la face d'about, il est possible de les répartir de manière que chacune d'elles soit en équilibre direct, sans déviation latérale des flux de forces, avec la part correspondante des contraintes normales. La longueur de régularisation des contraintes à considérer peut alors être réduite, sans descendre au dessous de la valeur définie en 34.5.2 b. Cependant la dimension a est le plus souvent à conserver dans les calculs, parce que la condition de réduction n'est pas exactement satisfaite, et dans un but de simplification.

34.2. Introduction progressive des forces de précontrainte.

* Les éléments ainsi fournis permettent de déterminer pour toute extrémité d'armature, les deux valeurs de la précontrainte qu'on considérera comme caractéristiques; le schéma ci dessous explicite cette détermination.



La zone d'extrémité de la pièce ainsi définie, appelée *zone de régularisation des contraintes*, est le siège d'efforts internes complexes, et des dispositions spéciales sont prises pour assurer l'épanouissement des contraintes dans cette zone. ***

Les sollicitations globales appliquées à des sections entières de cette zone parallèles à la fibre moyenne sont dites sollicitations d'équilibre général.

34.2. Introduction progressive des forces de précontrainte.

Lorsque les forces de précontrainte sont introduites progressivement dans la pièce, sur une certaine longueur à partir de la face d'about, la longueur de la zone de régularisation des contraintes prend une valeur différente de celle indiquée en 34.1.

Dans le cas de précontrainte par pré-tension, on admet que la tension d'une armature atteint ses valeurs caractéristiques calculées conformément à l'article 12, à une distance de l'about égale à γl_{sn} .

— l_{sn} étant définie à l'article 9.5 a;
— et γ étant la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré, des deux valeurs suivantes : 1,20 et 0,80.

On admet, d'autre part, à défaut de détermination expérimentale précise, que la loi de variation de la tension de l'armature sur chaque longueur γl_{sn} est parabolique, la parabole ayant son axe parallèle à l'axe des tensions et son sommet à l'abscisse γl_{sn} . *

Sur la longueur γl_{sn} aucune surtension des armatures de pré-contrainte ne peut être prise en compte.

Pour chaque valeur du coefficient γ et pour une direction donnée de diffusion de la précontrainte une *longueur d'établissement de la précontrainte* l est définie par : **

$$l = \sqrt{(\gamma l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

** Cette formule n'est valable que pour le cas le plus courant où la plupart des armatures de précontrainte sont groupées au voisinage de l'une des fibres extrêmes de la pièce. Dans les autres cas une adaptation de la formule peut être nécessaire, la répartition des armatures à plusieurs niveaux ayant pour effet de réduire la longueur d'établissement.

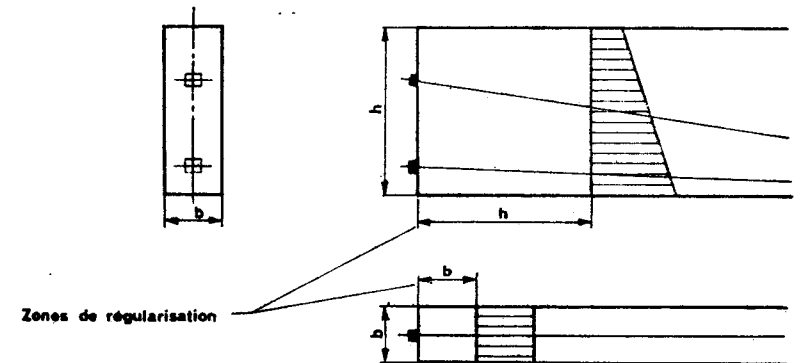
*** En principe, pour l'étude des zones d'about, une faible longueur de régularisation est défavorable. Cependant il ne serait pas raisonnable de lui donner des dimensions plus petites que si l'application de la force de précontrainte était concentrée.

Il est signalé, par ailleurs, que le fait d'avoir fixé la longueur de la zone de régularisation des contraintes en fonction de la seule valeur 0,8 du coefficient γ n'implique pas pour autant que seule la valeur caractéristique maximale de la précontrainte soit à considérer sur cette longueur.

34.3. Caractère tri-dimensionnel de l'étalement des forces de précontrainte.

Dans le cas courant des poutres et des dalles, on peut en général se borner à étudier séparément la diffusion dans le plan moyen de la pièce et dans un plan perpendiculaire à celui-ci.

Pour chaque projection, la zone de régularisation a une longueur différente.



Pour l'étude de la régularisation des contraintes dans l'un des plans de projection, il est admis conventionnellement que les forces de précontrainte sont étalées uniformément sur toute l'épaisseur de la pièce, perpendiculairement au plan considéré, en faisant abstraction de la localisation des forces dans cette direction. Par suite, les valeurs des contraintes du béton résultant des justifications définies aux articles suivants sont des valeurs moyennes et non des maxima, les efforts globaux n'étant toutefois pas affectés par cette approximation.

34.4. Principes de justification.

* L'attention est attirée sur la nécessité de limiter les contraintes du béton en fonction de la valeur caractéristique de sa résistance au moment où les armatures de précontrainte sont mises en tension.

h_p désignant la distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre extrême la plus éloignée dans la direction considérée.

On admet enfin que la longueur de la zone de régularisation des contraintes, dans la direction considérée, est la plus grande des deux valeurs :

$$l_s = \sqrt{(0,8 l_{sn})^2 + (h_p)^2}$$

α définie en 34.1. ***

Dans le cas où la précontrainte est réalisée par post-tension et introduite par plusieurs ancrages échelonnés sur une certaine longueur à partir de l'about, la longueur de la zone de régularisation est déterminée par adaptation des règles qui précèdent.

34.3. Caractère tri-dimensionnel de l'étalement des forces de précontrainte.

L'étude de l'étalement des forces de précontrainte n'est pas limitée à la diffusion dans un seul plan, mais à considérer dans l'espace.

34.4. Principes de justification

Les justifications de stabilité des zones de régularisation des contraintes sont effectuées sous sollicitations d'utilisation correspondant à la phase de mise en œuvre considérée et comportent :

- l'évaluation des contraintes du béton; *

34.5. Cas de la post-tension.

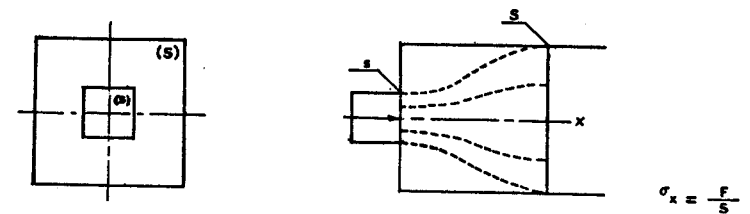
34.5.1. Contraintes limites du béton.

* Sous les ancrages les contraintes de traction et de cisaillement ne font l'objet d'aucune limitation.

Dans le reste de la zone d'about les contraintes du béton qu'on peut évaluer en partant de l'équilibre général défini en 34.1, ne sont pas limitées aux valeurs fixées par les chapitres V et VI. Il est cependant conseillé de ne dépasser ces valeurs que dans des proportions modérées. A cet effet, il peut être nécessaire, dans certains cas particuliers, d'augmenter localement l'épaisseur des pièces aux abouts. Ces cas particuliers concernent, notamment, des structures minces, équipées d'unités de précontrainte relativement puissantes et écartées.

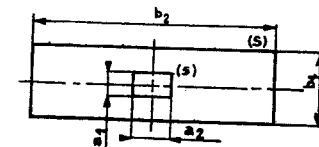
On se référera également utilement aux justifications conventionnelles données dans l'annexe IV.

** Lorsque la force de précontrainte s'exerce en pleine masse, sur une petite aire fretée par le béton qui l'entoure, on peut admettre sous le corps d'ancrage une contrainte importante.



$$\sigma_x = \frac{F}{S}$$

K tend vers sa valeur maximale égale à 4 lorsque $\frac{s}{S}$ tend vers zéro.



(Voir texte ci-après p. 132)

— la définition d'un ferrailage convenablement distribué, la contrainte de traction des armatures passives étant limitée à $\frac{2}{3} \sigma_a$.

Tous les calculs sont faits en considérant, pour l'ensemble des armatures de précontrainte implantées dans la zone de régularisation, la plus défavorable des valeurs caractéristiques des forces de précontrainte relatives à ces armatures, évaluées conformément aux articles 12.4 et s'il y a lieu 34.2, et dans ce dernier cas en y associant la valeur correspondante du coefficient γ_1 .

34.5. Cas de la post-tension.

Les règles de calculs ou dispositions constructives générales définies dans le présent article ne sauraient diminuer la sécurité des constructions résultant des prescriptions de l'agrément, particulières à chaque procédé de précontrainte; celles-ci doivent être respectées en toutes circonstances.

34.5.1. Contraintes limites du béton.

Les limites imposées concernent la contrainte de compression sous les ancrages * (sauf lorsque l'arrêté d'agrément fixe la résistance exigée à la mise en tension).

Si la limite résulte des dispositions de l'arrêté d'agrément, elle doit s'entendre, sauf précision contraire du dit arrêté, comme applicable à la compression sous la force probable de précontrainte $\frac{P_1 + P_2}{2}$ et non sous la force caractéristique maximale P_1 .

Dans les autres cas, la détermination de la contrainte maximale de compression admissible peut être basée sur l'expérimentation, à condition que celle-ci porte sur une grande série et qu'elle apparaisse comme incontestable.

A défaut, on peut recourir au calcul, la contrainte maximale de compression du béton ** sur la surface d'appui (s) du corps d'ancrage étant limitée à :

$$\frac{K}{\gamma_2} \sigma_c \quad \text{avec} \quad \gamma_2 = 1,6$$

Il est admis, pour le coefficient majorateur K, les valeurs suivantes :

— Cas où la surface d'application (s) et la surface sur laquelle s'exerce la compression (S) sont homothétiques et ont le même centre de gravité : ****

$$K = 4 - 5 \sqrt{\frac{s}{S}} + 2 \frac{s}{S}$$

— Cas où les surfaces (s) et (S) sont des rectangles de mêmes axes et par conséquent concentriques, mais de dimensions quelconques : ****

$$K = 1 + \left(3 - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}\right) \sqrt{\left(1 - \frac{a_1}{b_1}\right) \left(1 - \frac{a_2}{b_2}\right)}$$

(a_1, a_2) et (b_1, b_2) étant les dimensions respectives des rectangles (s) et (S).

La section (S) peut généralement être considérée comme rectangulaire, ses dimensions b_1 et b_2 étant égales respectivement à la hauteur de chacun des deux plus grands prismes de première régularisation des contraintes (voir article 34.5.2 et annexe IV, § 1.2) concentriques à l'ancrage considéré, qu'il est possible d'associer à ce dernier.

**** Lorsqu'il n'en est pas ainsi, il est nécessaire de considérer une section réduite, le recours à l'expérience étant souvent utile. Il en est tenu compte, lorsqu'il y a lieu, dans les agréments des procédés de précontrainte.

***** Cette majoration du coefficient K est justifiée par la possibilité de diffusion de la force de précontrainte en amont de la surface d'appui du corps d'ancrage et par un auto-frettage plus efficace dû à la masse du béton. Toutefois, il doit être vérifié qu'aucun éclatement du béton d'enrobage de l'organe d'ancrage, susceptible de compromettre ces effets, ne peut se produire. Les conditions d'enrobage minimal ainsi que les dispositions d'armatures transversales et de frettages doivent donc être étudiées en conséquence.

34.5.2. Règles relatives aux armatures passives.

* En règle générale il suffit que ces armatures permettent d'assurer l'existence d'un équilibre mécanique ne faisant appel au béton que sous forme de contrainte de compression. Cependant l'attention est attirée sur le fait que c'est la reprise directe des tractions du béton supposé non fissuré qui donne la meilleure sécurité vis-à-vis des risques de fissuration.

b. * Se reporter à l'annexe. Il convient d'être particulièrement vigilant pour les corps d'ancrage isolés ou implantés au voisinage des parements de la pièce ou au voisinage de la gaine d'une armature perpendiculaire.

c. * Ces frettages sont généralement ceux qui sont définis dans l'agrément de chaque procédé de précontrainte. Toutefois leur façonnage doit parfois être adapté à la géométrie de la pièce. Les règles d'enrobage minimal définies à l'article 47.4 doivent d'autre part être respectées.

d. * Se reporter en annexe. Ces armatures sont ancrées efficacement au voisinage des parements de la pièce, et, éventuellement, dans les zones de diffusion voisines.

Elles peuvent notamment être nécessaires pour assurer la résistance aux efforts excentrés temporaires résultant d'une mise en précontrainte échelonnée.

e. * La longueur de la zone de régularisation des contraintes à considérer pour l'application de cette règle, est la longueur maximale.

** Les armatures en question sont convenablement réparties sur toute la longueur de la zone intéressée et règnent sur toute la hauteur de la pièce.

Pour les poutres à membrures larges, le même pourcentage minimal est étendu aux sections de jonction à l'âme des ailes des membrures contenant les armatures de précontrainte.

— Cas où la surface (s) est circulaire de diamètre d , (S) étant un rectangle concentrique : la même formule est applicable en y remplaçant a_1 et a_2 par $0,88 d$.

Dans le cas où le corps d'ancrage est extérieur, la section (s) est la surface d'appui de celui-ci, lorsqu'il n'y a pas de plaque de répartition, ou la surface de cette dernière, dans le cas contraire, sous réserve que la plaque soit suffisamment rigide pour que ses déformations restent négligeables. *****

Dans le cas où le corps d'ancrage actif est noyé dans le béton, le coefficient K peut être majoré dans une certaine limite, s'il est justifié qu'une partie de la force de précontrainte est transmise par les faces latérales de l'organe d'ancrage. *****

34.5.2. Règles relatives aux armatures passives

Des frettages et armatures assurent la résistance des pièces dans toutes les zones où des contraintes de traction et contraintes tangentes dues aux effets de la localisation des forces de précontrainte prennent naissance, notamment aux abouts. Ces armatures sont à ajouter à celles résultant des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (chap. VI). *

Les justifications de ces armatures sont basées sur les considérations suivantes :

a. Efforts d'équilibre général.

Se reporter à l'article 34.1 et au premier commentaire 34.5.1, 2^e alinéa.

b. Efforts d'éclatement.

Dans la zone de première régularisation des contraintes, c'est-à-dire à l'intérieur du plus grand prisme fictif concentrique qu'il est possible d'associer à chaque organe d'ancrage, pour le sens de diffusion considéré, prennent naissance des efforts d'éclatement contre les effets desquels il est nécessaire de se prémunir.

Toutefois, la gravité des conséquences de la défaillance du béton sous un organe d'ancrage est à apprécier en fonction de la géométrie de l'about de la pièce et des conditions de groupement des corps d'ancrage. *

c. Efforts de surface.

Des frettes sont disposées au voisinage immédiat des faces d'about des pièces, sous les corps d'ancrage, de manière à éviter les fissurations de surface et décollements d'onglets. *

Elles sont capables d'équilibrer dans chaque direction un effort égal à $0,04 F$, F étant la force caractéristique maximale de précontrainte.

d. Autres efforts.

Des frettages ou armatures transversales sont également disposés dans les zones de béton soumises à des efforts de traction ou d'éclatement autres que ceux envisagés précédemment, afin d'assurer leur couture à la masse des pièces. *

e. Pourcentage minimal.

Les armatures transversales d'âme régnant sur la longueur de la zone de régularisation des contraintes * ont une aire au moins égale à $0,3 \%$ de l'aire de la section horizontale de l'âme au niveau du centre de gravité, minimale dans la zone considérée **.

34.5.3. Dispositions constructives.

* Ces dispositions s'ajoutent à celles du chapitre IX.

a. * Des goussets de raccordement à la section courante sont prévus, afin d'assurer une déviation progressive des efforts issus des corps d'ancrage. Des armatures transversales sont nécessaires dans les zones où le flux de précontrainte, qui s'est épanoui sous les organes d'ancrage, se resserre pour entrer dans l'âme.

b. * Le façonnage de ces armatures doit leur donner la plus grande efficacité possible. L'attention est attirée sur la nécessité d'ancrer les branches extrêmes des frettes.

c. * Les précautions définies aux alinéas *e f g* qui suivent prennent alors une importance particulière.

d. * Le béton situé sous les organes d'ancrage doit être particulièrement compact et résistant, les frettages ne pouvant suppléer à un défaut de mise en œuvre.

Lorsque la densité des armatures passives à prévoir au voisinage de l'about des pièces est importante, il y a intérêt à recourir à des pièces d'about préfabriquées.

g. * Se reporter au commentaire ***** de l'article 34.5.1. L'attention est attirée sur l'efficacité en ce cas des frettes hélicoïdales.

34.6. Cas de la pré-tension.

* Des essais ne sont probants que s'ils permettent d'évaluer une marge de sécurité systématiquement obtenue.

34.6.1. Contraintes limites du béton.

* Se reporter au premier commentaire 34.5.1 et à l'article 34.2.

** Cette vérification n'est à effectuer que lorsque la contrainte fictive à l'about $\sigma = F/s$ excède largement la limite fixée; F est alors la force totale de précontrainte (valeur caractéristique maximale) et s désigne la section du béton immédiatement intéressé par le flux de précontrainte à l'extrémité de la pièce. s est au moins égale à l'aire délimitée par le contour situé à une distance de la périphérie du paquet d'armatures égale à l'enrobage de ces dernières, ou encore par les frettages d'extrémité enserrant les armatures de précontrainte.

La contrainte de compression longitudinale, nulle sur la face d'about, peut passer par un maximum à l'intérieur de la zone de régularisation des contraintes. L'étude de cette variation de contrainte peut être faite suivant la méthode donnée en annexe IV.

34.5.3. *Dispositions constructives.* *

a. Si des épaisissements locaux des pièces sont nécessaires, aux abouts, dans les zones d'ancrages des armatures de précontrainte, ils règnent sur une longueur au moins égale à celle :

- de la zone de régularisation des contraintes, définie en 34.1 si la distribution des corps d'ancrage est quelconque;
- de la zone de première régularisation des contraintes, définie en 34.5.2 b, dans le cas d'une distribution linéaire des corps d'ancrage *.

b. Les armatures transversales sont menées jusqu'au voisinage immédiat des parements des pièces et convenablement ancrées *.

Dans le cas de groupements de corps d'ancrage, les frettages équilibrant les efforts d'éclatement et de surface sont continus sur toute la hauteur de la section.

c. Les dispositions des zones d'appui des corps d'ancrage implantés au voisinage des parements des pièces font l'objet d'une étude spéciale, notamment en vue d'éviter un déversement des ancrages par suite de fendage du béton. En particulier, des armatures de couture de l'organe d'ancrage à la masse de la pièce doivent être prévues et enserrer l'ensemble de la masse de béton que le corps d'ancrage entraînerait en cas de déversement *.

d. Il convient, dans les projets, de dimensionner les pièces de manière à ce que la mise en place du béton dans l'enchevêtrement des armatures soit possible *.

e. Lorsque l'armature de précontrainte présente un tracé général courbe, un élément rectiligne de longueur suffisante doit être prévu derrière le corps d'ancrage.

f. Lorsque le corps d'ancrage est extérieur, sa face d'appui doit être rigoureusement plane et perpendiculaire à l'axe de l'armature.

g. Lorsque le corps d'ancrage est noyé dans le béton, il y a lieu de fretter ce béton d'enrobage *.

34.6. *Cas de la pré-tension.*

L'organisation des zones d'about des pièces peut être fondée sur une expérimentation incontestable, et en particulier, fondée sur l'essai de pièces suffisamment nombreuses *. A défaut, les règles suivantes sont appliquées.

34.6.1. *Contraintes limites du béton.*

La limite imposée concerne la contrainte de compression sous efforts longitudinaux. *

L'étude de la variation de la contrainte de compression du béton sur la longueur de la zone de régularisation des contraintes peut être nécessaire, notamment lors de l'emploi d'armatures de précontrainte à haute adhérence et lorsque ces armatures sont groupées à faible intervalle en un paquet localisé dans une partie de la section **.

La contrainte maximale de compression du béton est alors limitée à :

$$\frac{1}{\gamma_b} \sigma_f \quad \text{avec} \quad \gamma_b = 1,3$$

L'attention est attirée plus spécialement sur les pièces à large membrure inférieure, lorsque la précontrainte est introduite, pour une part importante, dans cette dernière. Il y a alors risque de canalisation partielle du flux de précontrainte avant diffusion.

34.6.2. *Règles relatives aux armatures passives.*

a. *Efforts d'équilibre général.*

* Pour les pièces préfabriquées les plus courantes, en té renversé ou double té, dans lesquelles les armatures de précontrainte sont implantées pour la plupart dans le talon, l'étude de la régularisation des contraintes normales dans les deux plans d'étalement permet de définir les armatures transversales nécessaires pour assurer les coutures de liaison à prévoir : d'une part, à travers le plan horizontal de jonction de l'âme au talon; d'autre part, dans les deux plans verticaux de jonction des ailes du talon à l'âme. Dans ce dernier cas, la force de précontrainte à considérer dans chaque débord du talon est celle apportée par les armatures de précontrainte situées hors de l'armature transversale d'âme.

L'attention est attirée sur la gravité des conséquences pouvant résulter d'un fendage des pièces précontraintes par pré-tension. De tels désordres entraînent un glissement des armatures de précontrainte dont la longueur de scellement peut ainsi se trouver considérablement accrue.

b. *Efforts d'éclatement.*

* Aux abouts des pièces, les efforts d'éclatement sont dus essentiellement au gonflement des armatures par effet de Poisson.

Pour les torons, il y a lieu de considérer également l'effet de coin dû au détournage de l'armature, à l'about de la pièce, lors de son relâchement.

** Une telle exception doit être basée sur des résultats expérimentaux probants.

En fait les risques de désordre dépendent des possibilités d'autofrettage par la masse du béton, donc de l'enrobage et de l'écartement des armatures de précontrainte. Ils sont également fonction, dans une large mesure, des conditions de relâchement de ces armatures, notamment pour les torons (* ci-dessus).

L'attention est en outre attirée sur le fait que pour des armatures de précontrainte disposées dans un même plan, les efforts d'éclatement normaux à ce plan se cumulent entre eux; au contraire les efforts d'éclatement parallèles à ce plan sont, en raison des possibilités d'arc-boutements mutuels, généralement limités à la valeur relative à une seule armature de précontrainte.

*** Cependant l'effort d'éclatement dû à une seule armature de précontrainte peut atteindre environ 10 % de la force de précontrainte qu'elle apporte. Il peut donc y avoir lieu d'équilibrer par les armatures passives un effort supérieur à 0,04 F, calculé sur la base des efforts d'éclatement unitaires relatifs à chacune des armatures de précontrainte et en fonction de leurs conditions de groupement.

34.6.2. Règles relatives aux armatures passives.

Des frettages et armatures assurent la résistance des abouts des pièces où des contraintes de traction et contraintes tangentés dues à l'introduction des forces de précontrainte prennent naissance. Ces armatures sont à ajouter à celles résultant des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentés.

Les justifications de ces armatures sont basées sur les considérations suivantes:

a. Efforts d'équilibre général :

Se reporter aux articles 34.1 et 34.2 ainsi qu'aux premiers commentaires 34.5.1 et 34.5.2 *.

Les armatures transversales doivent régner sur toute la hauteur des pièces et enserrer l'ensemble des armatures de précontrainte.

b. Efforts d'éclatement *.

Sauf exception dûment justifiée **, des armatures passives de façonnage approprié et convenablement ancrées doivent être disposées aux abouts; elles doivent être capables d'équilibrer, dans chaque plan de diffusion, un effort au moins égal à 0,04 F, F étant la force de précontrainte totale à considérer (valeur caractéristique maximale) et être réparties sur une longueur égale à :

$$\frac{l_{2n}}{4}$$

à partir de l'about ***

c. Pourcentage minimal.

* La longueur de la zone de régularisation des contraintes à considérer pour l'application de cette règle est la longueur d'établissement maximale évaluée en tenant compte des valeurs les plus importantes de h_p , l_{2n} et γ_1 . Se reporter en outre aux commentaires 34.5.2 e. **

34.6.3. Dispositions constructives.

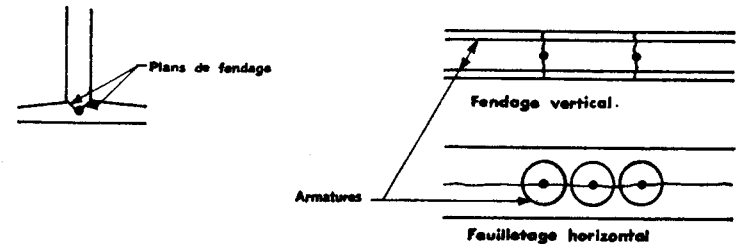
a. * Ces épaissements sont à différencier des montants d'appui, qui peuvent être de largeur réduite.

** Toutefois cette longueur peut être évaluée en tenant compte de la valeur minimale de γ_1 .

Des goussets de raccordement à la section courante sont prévus afin d'assurer une répartition progressive du flux de précontrainte.

c. * Les frettes hélicoïdales enserrant complètement les armatures de précontrainte sont particulièrement efficaces.

d. *



Dans le cas des dalles, la direction du fendage principal dépend du rapport entre l'espacement des armatures de précontrainte et l'épaisseur de la pièce. Deux cours d'armatures passives filantes perpendiculaires aux armatures de précontrainte s'opposent au fendage vertical. Les frettes hélicoïdales sont les plus efficaces vis-à-vis du risque de feuilleteage.

Article 35. — Zones d'appui simple d'about

* En complément aux indications du présent article, on pourra utilement s'inspirer des articles 38, 40, 41 et 42 du fascicule 61, titre VI, du 27 octobre 1970.

35.1. Principes de justification.

* Les dimensions de cette bielle sont définies en 35.3.

** Il y a lieu de tenir compte de la plus grande obliquité de la bielle, dans les pièces en béton précontraint, qui majore l'effort dans celle-ci vis-à-vis de l'effet couramment pris en compte en béton armé.

Toutefois, l'inclinaison définie ci-contre suppose que la précontrainte est totalement établie au voisinage de l'appui. Dans ces conditions, lorsque la pièce est précontrainte par prétension, deux cas sont à envisager :

c. Pourcentage minimal.

La règle de pourcentage minimal fixée en 34.5.2 e est également applicable aux pièces précontraintes par pré-tension*.

34.6.3. Dispositions constructives.

a. Si des épaisissements locaux des pièces sont nécessités aux abouts par les conditions d'établissement de la précontrainte, * ils doivent régner sur une longueur au moins égale à celle de la zone de régularisation des contraintes**.

b. Les armatures transversales doivent être menées jusqu'au voisinage immédiat des parements des pièces et être convenablement ancrées.

c. Les frettages doivent enserrer efficacement les masses de béton soumises aux efforts d'éclatement*.

d. L'implantation des armatures de précontrainte ainsi que les dispositions de frettage doivent être adaptées aux profils des pièces. Les risques de fendage des pièces minces font l'objet de justifications spéciales*.

e. Si certaines des armatures de précontrainte sont guipées, afin de reporter leur scellement en dehors de la zone d'about, l'étude des effets de l'introduction des forces de précontrainte apportées par ces armatures, dans le cours de la pièce, doit faire l'objet des mêmes justifications que pour les zones d'about.

f. Le mode opératoire de relâchement des armatures de précontrainte doit être tel qu'il n'altère pas la longueur de scellement escomptée dans les calculs et que la succession des opérations n'introduise pas de sollicitations parasites temporaires non prises en compte.

Article 35. — Zones d'appui simple d'about*

35.1. Principes de justification.

A défaut d'autres méthodes de calculs donnant une sécurité suffisante, il est admis qu'à l'appui simple d'about d'une pièce précontrainte l'effort tranchant est équilibré par une bielle unique, ayant une inclinaison β sur l'axe longitudinal de la pièce*.

Cette inclinaison β ** est l'angle, avec la fibre moyenne, de la contrainte principale de compression dans le béton supposé non fissuré au niveau du

— Cas où le nu de l'appui côté travée est situé à une distance de la face d'about de la pièce au moins égale à la longueur d'établissement l_e évaluée à partir des valeurs maximales de h_p , l_{en} et γ_l : c'est l'inclinaison β tenant compte de l'effort normal de précontrainte, mais avec une valeur plancher de 30° , qui est à considérer.

— Cas contraire : il est admis $\beta = 45^\circ$.

*** Il peut être nécessaire de procéder également à ces justifications en phase de construction, lors de la mise en précontrainte, pour tenir compte des conditions d'appui éventuellement particulières au cours de cette opération.

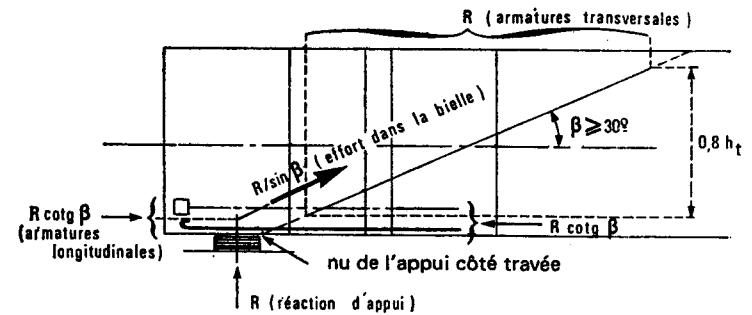
35.2. Équilibre de la bielle d'effort tranchant.

* Cet équilibre comporte :

— d'une part l'équilibrage d'un effort horizontal généralement égal à $R \cotg \beta$, par des armatures de précontrainte ou passives, disposées dans la partie inférieure de la pièce;

— d'autre part l'équilibrage de l'effort tranchant sur les 8/10 de la longueur intéressée par la fissure. Cette dernière condition, qui peut paraître faire double emploi avec la règle de détail de l'article 30.1 en diffère du fait qu'ici on considère des sollicitations d'utilisation et, pour plusieurs raisons, un angle β généralement différent.

La figure ci-dessous représente le schéma d'équilibre le plus courant.



Cependant d'autres schémas sont possibles, en particulier lorsque les armatures de précontrainte sont réparties sur une assez grande hauteur à partir de l'intrados de la pièce. Se reporter à cet effet à l'annexe IV.

** D'autre part, dans le cas d'un appui de continuité, il y a lieu de s'inspirer des indications données pour les zones d'appui simple, en tenant compte des contraintes normales apportées par la flexion. On peut, dans cet esprit, considérer comme un moyen acceptable la prise en considération d'un effort horizontal $(V \cotg \beta + \frac{M}{0,8 h_t})$, lorsque ce total est positif (cas notamment d'une travée prolongée par une console courte); dans cette expression V désigne l'effort

centre de gravité de la section d'appui et sous l'action des sollicitations d'utilisation évaluées dans cette dernière; toutefois cet angle ne sera jamais supposé inférieur à 30°.

Les justifications nécessaires sont les suivantes :

- équilibre de la bielle d'effort tranchant (§ 35.2.) ;
- résistance du béton de cette bielle (§ 35.3);
- éventuellement, équilibre du coin inférieur (§ 35.4).

Toutes ces justifications sont données sous sollicitations d'utilisation ***.

Lorsque des armatures passives sont nécessaires, le béton doit être considéré comme fissuré et la contrainte de ces armatures est limitée à $2/3 \sigma_s$.

35.2. Équilibre de la bielle d'effort tranchant.

Il sera justifié que les armatures longitudinales et transversales de diverses origines, et le béton travaillant en compression, permettent d'assurer l'équilibre mécanique à travers une section oblique d'inclinaison β , considérée comme le plan d'une fissure qui tendrait à séparer l'appui et une partie de l'about, du reste de la pièce *; dans cette justification, il ne sera pris en compte comme section des armatures transversales que les 8/10 de la section totale des armatures traversées par le plan de fissure.

Lorsque la réaction d'appui comporte une composante défavorable parallèle à l'axe longitudinal de la pièce (par exemple, force de rappel d'un appareil d'appui), il doit en être tenu compte en sus **.

Sur une longueur au moins égale à l_e , comptée à partir de la face d'about, la densité des armatures transversales ne sera pas inférieure à celle qui résulte, sur la longueur $0,8 h_e \cotg \beta$, des règles ci-dessus du présent article.

tranchant maximal non réduit et M la valeur algébrique du moment fléchissant de continuité (ensemble de la précontrainte compris) coexistant avec l'effort tranchant considéré.

35.2.1. Cas de la post-tension.

* Cette condition, qui ne concerne que les ancrages des armatures de précontrainte prises en compte dans la justification, doit être considérée comme parfaitement satisfaite lorsque la régularisation des contraintes normales est obtenue sur la longueur de la zone de première régularisation, celle-ci étant de plus entièrement située au-delà du nu intérieur de l'appui; la prise en compte, qui est alors possible, de la composante verticale de la force de précontrainte de ces armatures, équivaut à substituer l'effort tranchant réduit à la réaction d'appui simple. Quant à la composante horizontale, elle peut toujours être prise en compte quand elle concerne une armature voisine du pied de la bielle considérée.

35.2.2. Cas de la pré-tension.

* Toutes justifications doivent être fournies concernant l'efficacité du scellement des armatures de précontrainte au voisinage de l'about de la pièce. L'attention est spécialement attirée sur la nécessité d'éviter, à la mise en œuvre, l'ébranlement des armatures dans le béton frais, ainsi que les amorces de fendage de la pièce au relâchement de ces armatures sur le banc. Il y a donc lieu de considérer non seulement les dispositions de l'étude, mais aussi le procédé de construction.

Sauf exception dûment justifiée, les armatures de précontrainte scellées par adhérence ne peuvent être prises en compte que si les armatures passives mises en place dans la zone d'about considérée sont susceptibles d'assurer la résistance de la pièce aux efforts d'éclatement.

** Cf. commentaire ** 34.2. Cette règle est justifiée par le fait que le scellement de l'armature de précontrainte s'effectue à la limite de rupture de la liaison acier-béton.

35.3. Résistance de la bielle d'effort tranchant.

* Cette justification est importante surtout lorsque la distance entre la face d'about de la pièce et le nu de l'appui côté travée est très faible.

Pour les pièces reposant sur un appui étroit (par exemple une articulation en béton), il est nécessaire de prévoir un sommier fretté au-dessus de l'appui afin d'assurer la diffusion de la réaction dans la pièce. La longueur d'appui à considérer, pour la résistance de la bielle, est alors celle intéressée par cet étalement de la réaction d'appui.

35.4. Équilibre du coin inférieur.

35.4.1. Principe de la justification.

* Voir à ce sujet l'annexe IV. De façon générale, il s'agit d'assurer l'équilibre du coin inférieur défini sur la figure ci-après, pour plusieurs valeurs de l'angle θ .

35.2.1. *Cas de la post-tension.*

L'équilibre peut être assuré en tout ou partie par les armatures de précontrainte lorsque les corps d'ancrage sont disposés convenablement, et en particulier assez loin au-delà de l'appui *.

La force de précontrainte à considérer est la force caractéristique minimale définie à l'article 12.4.

35.2.2. *Cas de la pré-tension.*

Les armatures longitudinales de précontrainte par adhérence ne peuvent être considérées, sous réserve d'en justifier *, qu'en fonction de l'effort caractéristique minimal F_a effectivement ancré par adhérence au-delà du nu de l'appui côté travée, l'effort résistant utile étant limité à $F_a/2$ **.

35.3. *Résistance de la bielle d'effort tranchant.*

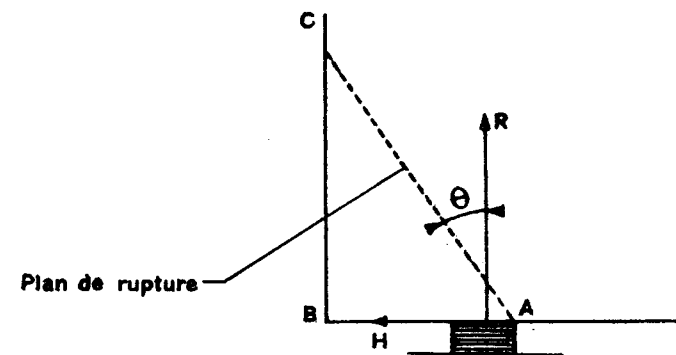
La condition de non écrasement du béton de la bielle d'effort tranchant doit être vérifiée * compte tenu :

- des dimensions de l'appui : largeur de l'appui ou épaisseur de l'âme et longueur de l'appui mesurée parallèlement à l'axe longitudinal de la pièce;
- de l'inclinaison β de la bielle avec valeur plancher égale à 30° (cf. art. 35.1.);
- des dispositions d'armatures de précontrainte et passives qui en assurent l'équilibre;
- d'un coefficient γ_D égal à 2,2.

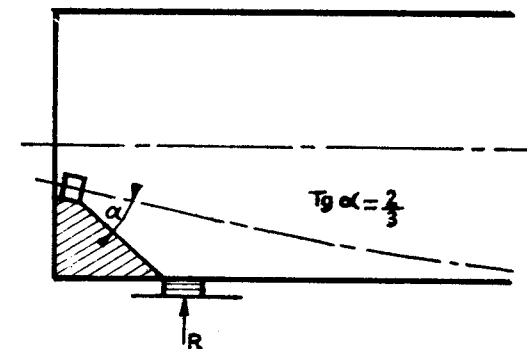
35.4. *Équilibre du coin inférieur.*

35.4.1. *Principe de la justification.*

Lorsque la réaction verticale d'appui R d'une pièce est appliquée au voisinage d'une arête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas de risque de fendage d'un coin de béton entraînant l'arête *.



** Se reporter à l'article 20.1. La figure ci-dessous donne l'exemple d'un cas où la condition relative au flux de précontrainte est strictement satisfaite.



35.4.2. *Dispositions constructives.*

* L'attention est attirée sur l'importance de cette condition, l'effort résistant total des armatures étant mobilisé le plus souvent sur une faible longueur.

Une importante densité d'armatures étant parfois nécessaire, ces dispositions doivent alors faire l'objet de dessins à grande échelle afin de s'assurer des possibilités de façonnage et implantation des armatures ainsi que de mise en place du béton.

Il y a intérêt, chaque fois que cela est possible, à adapter la disposition des armatures de précontrainte à l'about des pièces, de manière à satisfaire les conditions de sécurité définies dans le présent article sans avoir à recourir à des armatures passives de complément.

** L'attention est attirée sur la nécessité, lors de l'emploi de plaques d'about préfabriquées, de satisfaire les conditions de l'équilibre du coin inférieur et de disposer l'appareil d'appui devant la plaque d'about et non au-dessous.

Cette condition impose la présence d'armatures suffisantes pour assurer « largement » la couture des plans suivant lesquels la fissuration est possible.

A défaut d'autres méthodes de calculs ayant la sanction de l'expérience, la justification est conduite en considérant les plans ou surfaces de rupture les plus probables.

Lorsque la réaction d'appui de la pièce comporte une composante horizontale H susceptible de concourir à l'arrachement du coin inférieur, il y a lieu d'en tenir compte.

La justification est inutile :

— lorsque l'équilibre de la bielle d'effort tranchant vis-à-vis des efforts horizontaux est assuré intégralement par des armatures passives, sous réserve que ces armatures soient convenablement disposées;

— ou lorsque cet équilibre est assuré, outre éventuellement par des armatures passives de complément, au moyen d'armatures de précontrainte dont le flux de précontrainte issu des corps d'ancrage intéresse intégralement la surface de l'appui**.

35.4.2. Dispositions constructives.

Les armatures passives assurant l'équilibre du coin inférieur sont réparties sur la hauteur intéressée par la surface de rupture possible afin d'assurer la couture de l'angle de la pièce à la masse de cette dernière. Ces armatures sont convenablement ancrées au voisinage de la face d'about * et prolongées, à l'opposé, de manière à assurer leur scellement dans la zone de la pièce intéressée par le flux de précontrainte.

Les conditions de mise en œuvre doivent être telles qu'aucune reprise de bétonnage ** ne traverse le coin inférieur, lorsque son équilibre nécessite la mise en place d'armatures passives complémentaires.

CHAPITRE VIII

Dalles (poutres-dalles, hourdis et dalles des bâtiments)

Observation préalable

* A titre d'exemple, la présence d'élégissements permet de conserver la répartition des efforts calculés pour une dalle homogène et isotrope lorsque le taux d'élégissement (volume des vides divisé par le volume total des vides et des pleins) ne dépasse pas 30 %; mais les réductions de section résistante selon la direction doivent être prises en compte dans tous les cas pour la justification vis-à-vis des contraintes normales et de cisaillement. Un second exemple est celui d'une dalle d'épaisseur variable; on peut alors souvent adopter la répartition des efforts calculée pour une dalle équivalente d'épaisseur constante, mais de largeur éventuellement réduite; on peut également, pourvu que les variations d'épaisseur soient suffisamment progressives, procéder au lissage à échelle réduite, défini à l'article 38.5, en fonction de l'épaisseur au point considéré; mais de toute manière la présence d'encorbellement sur une dalle d'épaisseur constante nécessite de considérer ces encorbellements comme faisant partie des sections à justifier vis-à-vis des efforts longitudinaux.

Article 36. — Définitions préliminaires et conventions générales

36.1. * Pour la plupart des hourdis et des dalles des bâtiments respectivement, les annexes VI et VII fournissent des règles simplifiées pour l'application des dispositions du présent chapitre.

On trouve en outre, dans l'annexe VII, des indications pour la justification des « planchers-dalles » et des « planchers-champignons ».

Les dalles associées à des poutres et supportant donc certains efforts appliqués dans leur plan, provenant de la flexion générale et de la précontrainte éventuelle de ces poutres, peuvent être justifiées en application du présent chapitre, moyennant certaines adaptations de celui-ci, notamment prise en compte d'efforts normaux supplémentaires variables (cf. annexe VI, § 6, et annexe VII).

** C'est en particulier le cas d'un pont-dalle de profil en long quelconque. En revanche, une voûte échappe à cette définition, quoiqu'on puisse s'inspirer du présent chapitre pour la justifier.

CHAPITRE VIII

Dalles
(poutres-dalles, hourdis et dalles des bâtiments)

Observation préalable :

Les prescriptions du présent chapitre s'appliquent à des dalles pleines, homogènes, isotropes et d'épaisseur constante. Dans les autres cas, on peut s'inspirer de ses dispositions, mais on doit procéder aux adaptations nécessaires le cas échéant*. Il en est de même de certaines dalles de forme en plan excessivement complexe.

Article 36. — *Définitions préliminaires et conventions générales*

36.1. Le présent chapitre traite des dalles, c'est-à-dire des plaques planes soumises à des charges extérieures perpendiculaires à leur plan moyen. Les plus courantes de ces structures se répartissent en :

- poutres-dalles; on désigne sous ce nom les plaques présentant deux bords libres parallèles ou sensiblement parallèles, distants d'au moins trois fois leur épaisseur, et sollicitées principalement parallèlement à ces bords;
- hourdis; on désigne sous ce nom, dans la présente instruction les plaques telles par exemple que les hourdis de ponts, appuyées sur la totalité ou la quasi-totalité de leur pourtour et soumises à l'action de charges concentrées et mobiles importantes;
- dalles des bâtiments; on désigne sous ce nom, conventionnellement, dans la présente instruction, les plaques soumises principalement à l'action de charges réparties*.

Conventionnellement, dans le présent chapitre, on appelle « verticale » la direction perpendiculaire au plan moyen, et « horizontale » toute direction parallèle au plan moyen.

Les structures développables de grand rayon par rapport à leurs dimensions soumises à des charges extérieures (y compris les réactions d'appui) parallèles entre elles et perpendiculaires au plan tangent moyen peuvent être assimilées à des dalles pour leur justification**.

36.2. * En un point quelconque d'une dalle, les états de flexion, d'effort tranchant et de compression peuvent être décrits sous forme respectivement d'un tenseur de flexion \overline{M} , d'un vecteur d'effort tranchant \overline{T} et d'un tenseur de compression \overline{F} .

On trouve en annexe V diverses représentations des tenseurs \overline{M} et \overline{F} et du vecteur \overline{T} et la manière d'en déduire les expressions des moments fléchissants, moments de torsion, efforts de compression et efforts tranchants qui s'exercent sur une section de direction quelconque.

** Dans les justifications qui font l'objet du présent chapitre, les efforts normaux sont dus aux seules actions des armatures de précontrainte; il s'agit donc exclusivement d'efforts de compression.

*** Les justifications sont ainsi à présenter pour l'unité de largeur de la dalle; le mot « section » employé à propos des vérifications à faire désigne une tranche verticale de dalle de largeur unité et de direction choisie, supportant les efforts et contraintes qu'il s'agit d'étudier.

36.3. * C'est très généralement justifié tant que les tractions ne sont pas très importantes. Cependant, lorsque le calcul des efforts est fait selon la méthode des lignes de rupture (cas des hourdis, annexe VI), il convient de ne pas oublier l'existence de contraintes parallèles à ces lignes, que cette méthode ne permet pas de déterminer directement.

Article 37. — *Calcul des sollicitations*

37.1. * Dans une dalle, le fait que les moments de flexion en un point soient représentés non par une ou deux valeurs, mais par un tenseur dont les directions principales peuvent être variables d'un point à un autre et d'un cas de charge à un autre, ne permet pas de définir de façon générale de courbes ou de surfaces enveloppes des efforts.

Cependant, dans la mesure où, sous diverses catégories de charges, les efforts sont de direction peu variable, on peut conserver ces notions à titre d'approximation.

** Le C.P.S. peut, en fonction de la structure étudiée, donner des règles complémentaires concernant les cas de charge à considérer.

Il peut s'agir, par exemple :

- de préciser les charges d'exploitation des ponts-routes dans la mesure où la surcharge A (1) définie au titre II en fonction de lignes d'influence, reste à définir en fonction de surfaces d'influence;
- des prescrire divers états de flexion à considérer;
- de fixer des coefficients de majoration spéciaux à appliquer aux sollicitations considérées, de manière à se prémunir contre les effets de cas de charges non considérés.

*** Dans ses parties, ou dans la mesure où la dalle n'est pas soumise à des charges très localisées (charges appliquées ou réactions d'appui), les conditions de résistance sous efforts généraux sont prépondérantes par rapport aux conditions de résistance aux efforts locaux, et une moindre finesse est nécessaire. La définition des efforts généraux et locaux est donnée plus loin à l'article 38.

36.2. Dans tout le présent chapitre, les expressions « moment fléchissant », « moment de torsion » et « effort tranchant » désignent les densités réparties le long de la section résistante à laquelle l'effort considéré est appliqué. On appelle « direction d'un moment fléchissant » la direction des contraintes normales qu'il engendre*.

L'expression « effort de compression »** désigne également une densité d'effort et est définie comme la contrainte normale moyenne sur toute l'épaisseur de la dalle, multipliée par ladite épaisseur***.

36.3. On admet, pour les applications du présent chapitre, que la fissuration ne modifie la distribution des efforts internes que de façon négligeable*.

Article 37. — *Calcul des sollicitations*

37.1. En règle générale, on calcule la distribution des moments et des efforts tranchants sur l'ensemble de la dalle dans un certain nombre de cas de charges extérieures*. Ces cas, dits « états de flexion », sont choisis tels que leur ensemble représente suffisamment l'ensemble de tous les cas de charge possibles pour qu'aucun des cas exclus ne puisse, dans aucune partie de la dalle, quelle que soit la face ou la direction considérée, être sensiblement plus défavorable que les cas de charge retenus.**

On procède à la justification de la dalle en étudiant séparément chacun de ces états de flexion.

Dans toute la mesure où les procédés de calcul existants le permettent, chaque distribution des efforts doit être déterminée avec une finesse suffisante pour permettre de calculer de façon précise les efforts généraux et locaux, définis plus loin, pour lesquels une justification doit être donnée***.

Dans le cas où pour certaines dalles de forme complexe, la direction et éventuellement la grandeur des efforts principaux ne serait pas connue avec précision sur l'ensemble de ces dalles ou sur certaines de leurs parties, le C.P.S. et le maître d'œuvre peuvent prescrire de prendre en compte, dans la justification, certains écarts forfaitaires entre la direction évaluée et la direction réelle, et éventuellement entre la grandeur évaluée et la grandeur réelle.

37.2. * Se reporter en outre à l'article 15.

De façon générale, les méthodes de l'élasticité conduisent à l'évaluation directe des efforts locaux, alors que les méthodes des lignes de rupture et la considération de bandes porteuses donnent directement les seuls efforts généraux. Dans certains cas, lorsque la configuration des efforts sera bien connue, on peut en s'appuyant sur des études antérieures probantes, expérimentales ou non, évaluer les efforts locaux par une majoration des efforts généraux, ou n'effectuer les vérifications que sous l'une ou l'autre de ces catégories d'efforts.

** Ces soulèvements peuvent être soit évités par des dispositifs d'ancrage appropriés, présentant une marge de sécurité élevée à la rupture, soit acceptés moyennant prise en compte de l'annulation de ces réactions d'appui et de la redistribution des efforts qui en résulte.

37.3. * Les simplifications de calcul qu'on trouve en annexes VI et VII respectivement pour les hourdis soumis à des charges extérieures de signe invariable et pour les dalles des bâtiments ne dispensent pas de l'application du présent alinéa.

** Une telle résistance est nécessaire pour équilibrer les poussées dues à un effet de voûte.

37.4. L'attention est attirée sur le fait que la présente prescription a pour objet de ne pas risquer de surestimer l'effort de compression dont on peut avoir besoin pour assurer la résistance de la structure à la fissuration, mais que dans une zone où les contraintes de compression seraient élevées, il est prudent d'envisager en outre la diffusion sur une largeur correspondant à $\text{tg } \alpha = 2/3$, conformément au 2^e alinéa du paragraphe 20.1.

37.5. *Effet de la déformation transversale du béton. Coefficient de Poisson.*

37.5.1. * Il est loisible de déterminer les moments fléchissants en faisant intervenir le coefficient de Poisson dès l'origine des calculs.

** Dans une poutre-dalle rectangulaire ou peu biaisée cette fraction peut, selon la pratique courante, être prise égale au rapport de la largeur à la portée étudiée de la dalle, si ce rapport est inférieur à 1, et à 1 dans le cas contraire.

37.5.2. * Il est rappelé que cette dispense est liée à l'observance des règles de l'article 21.4. relatives à la détermination des armatures passives.

37.2. Les méthodes de calcul des efforts utilisées peuvent être celles de l'élasticité ou celles des lignes de rupture, pourvu qu'elles satisfassent aux conditions qui précèdent ainsi qu'aux conditions de validité qui leur sont propres. Elles peuvent également être basées sur la considération de « bandes porteuses » toujours sous les mêmes conditions et pourvu que des justifications théoriques ou expérimentales puissent être fournies afin de s'assurer d'une compatibilité convenable des déformations des différentes bandes*.

Il est tenu compte des tendances éventuelles de certains points d'appui à se soulever, sous la superposition des efforts de la précontrainte et de ceux des charges appliquées**.

37.3. Pour le calcul des hourdis et des dalles des bâtiments, il est tenu compte, le cas échéant, des efforts supplémentaires dus à la dénivellation des poutres porteuses du hourdis*.

Pour les hourdis bordés par des pièces présentant une rigidité élevée dans le sens horizontal, il peut être tenu compte de l'effet favorable de la résistance des pièces à un effort horizontal éventuel, mais sous condition de s'appuyer pour cela sur des vérifications expérimentales probantes**.

37.4. Les dispositions de l'article 20 sont applicables aux dalles.

Pour le calcul des efforts de compression dus à une armature de précontrainte, on admet que cet effort, dans une section normale à l'axe de celle-ci, peut se diffuser de chaque côté de cet axe sur une largeur égale à la distance entre la section considérée et l'extrémité de l'armature la plus rapprochée*.

37.5. *Effet de la déformation transversale du béton. Coefficient de Poisson*

Il est tenu compte de la déformation transversale du béton dans le calcul des moments fléchissants dans les dalles, de la manière définie ci-après.

37.5.1. Lorsqu'il est prévu, vis-à-vis des états limites d'utilisation dans toutes les directions de justification, une justification en genre I ou II, on considère que les moments fléchissants dus aux charges extérieures et à la précontrainte, à prendre en compte, résultent des moments déterminés en supposant nul le coefficient de Poisson*, et qu'ils sont la somme :

- des moments ainsi déterminés, appliqués sur la section considérée;
- des moments ainsi déterminés, appliqués sur la section perpendiculaire, multipliés par le coefficient de Poisson fixé à l'article 7, ou par une fraction de ce coefficient judicieusement choisie** selon que les liaisons d'appui de la dalle laissent à celle-ci la possibilité de se déformer plus ou moins librement.

37.5.2. Lorsqu'il est prévu, dans une direction de justification au moins, une justification en genre III vis-à-vis des états limites d'utilisation, on suppose nul, sauf prescription contraire du C.P.S., le coefficient de Poisson dans les conditions fixées à l'article 7*.

37.5.3. Dans toute justification vis-à-vis des états limites ultimes, le coefficient de Poisson est supposé nul.

37.6. *Étalement, sur le plan moyen de la dalle, des charges appliquées.*

* Lorsqu'une dalle est recouverte d'un remblai, on peut appliquer une règle semblable, le rapport entre la distance entre contours et l'épaisseur du remblai étant à déterminer en fonction de la nature du remblai.

Article 38. — *Efforts de flexion généraux, totaux et locaux*

38.1. * La prise en compte des moments dus à la précontrainte, simultanément avec ceux dus aux charges extérieures, n'est pas exclue a priori dans l'ensemble du présent article. Cependant, elle est souvent délicate, en raison de la faiblesse des différences entre ces moments de signes opposés : il risque d'en résulter des distributions irrégulières et sans grande signification physique, des directions principales des tenseurs de flexion.

** Dans le choix de cette direction, les moments sur appuis sont de direction trop variable pour pouvoir être pris en considération. On a donc seulement à comparer entre eux les moments maximaux dans les différentes travées.

Les figures ci-après indiquent de façon schématique quelle est la portée principale dans un certain nombre de configurations de dalles plus ou moins courantes. Sa direction, et par suite sa grandeur, sont généralement indépendantes du caractère continu ou discontinu des lignes d'appui.

(Voir figures pages 154)

*** Certaines dalles de forme complexe (par exemple ponts-dalles courbes ou en Y), les ponts-dalles à biais prononcé de plus de trois travées successives, les ponts-dalles fortement biais de grande largeur par rapport à leur portée droite, entrent dans le domaine d'application de cet alinéa.

37.6. *Étalement, sur le plan moyen de la dalle, des charges appliquées.*

On admet qu'une charge appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une dalle agit uniformément sur une aire du plan moyen, dont le contour est parallèle à la projection du premier contour sur le plan moyen, et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle. Si une charge localisée est appliquée à la surface d'un revêtement de la dalle, on applique la même règle, la distance entre contours parallèles étant augmentée de l'épaisseur du revêtement si ce dernier est constitué de béton ou d'un matériau analogue, et des trois quarts de l'épaisseur de ce revêtement s'il est moins résistant (asphalte coulé, béton bitumineux ou autres enrobés par exemple) *.

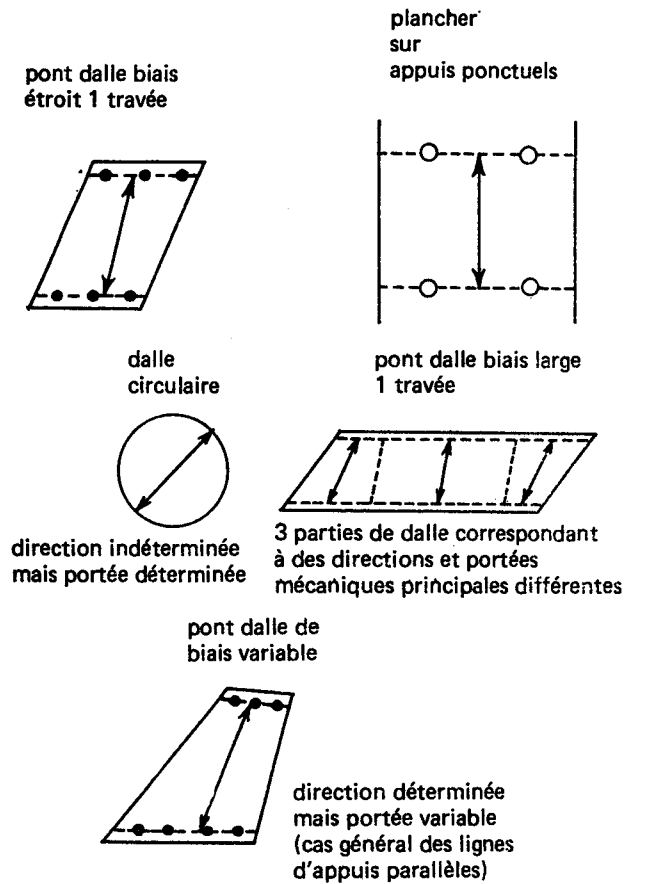
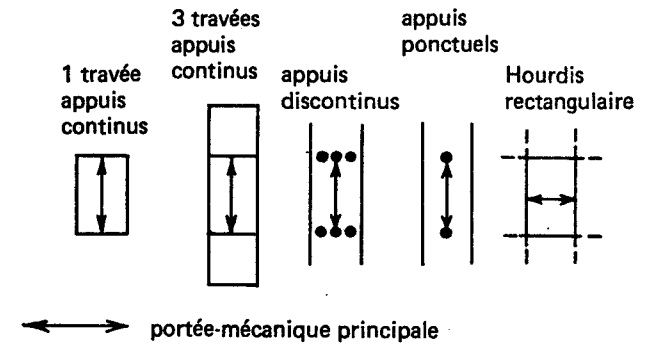
Article 38. — *Efforts de flexion généraux, totaux et locaux*

38.1. Lorsque la forme d'une dalle et la configuration de ses appuis sont relativement simples, et que sous une charge extérieure * uniforme la distribution des moments principaux dans chacune de ses travées, zones d'appuis exclues, est de direction à peu près uniforme, on détermine, pour l'ensemble de la dalle, une *direction mécanique principale*.

Par définition, cette direction est la perpendiculaire à la section sur laquelle, en moyenne pour toute la largeur de dalle comprise entre lignes d'appuis ou bords libres, s'exercent les plus grands moments fléchissants en travées dus aux charges extérieures; cette direction doit être appréciée à ± 10 grades près. Par définition, la *portée mécanique principale* est mesurée, entre lignes d'appui, dans la travée où se trouve cette section, suivant la direction mécanique principale **.

Lorsque la forme d'une dalle, la configuration de ses appuis, ou la distribution des moments principaux ne satisfont pas aux conditions ci-dessus, on s'efforce de déterminer plusieurs directions et portées mécaniques principales pour les différentes parties de la dalle ***.

Poutre - dalle droite



38.2. *Les lissages dont il s'agit dans le présent chapitre, quoique substituant à certaines courbes et surfaces des courbes et surfaces plus régulières, ne s'identifient pas à l'opération mathématique classique qu'on désigne sous ce nom.

La notion de moments fléchissants généraux, en effaçant des irrégularités de distribution purement locales et en substituant à des distributions de tenseurs d'orientations variables des distributions de moments orientés selon deux directions fixes et perpendiculaires entre elles, permet d'appliquer aux dalles les règles de justification des pièces linéaires et de réintroduire la notion de surface enveloppe des efforts pour l'ensemble des états de flexion. Ce calcul ne prend pas en considération les moments de torsion.

La distribution ainsi déterminée s'arrête à une distance des bords de la dalle égale à la moitié de la largeur définie ci-contre. Il est loisible de l'extrapoler jusqu'aux bords de la dalle.

On peut s'épargner l'opération matérielle du lissage dans les cas et dans la mesure où :

— il n'y a pas matière à cette vérification, en application du premier commentaire du paragraphe 37.2;

— un cas de charge est reconnu non prépondérant, dans un sens ni dans l'autre;

— une distribution de moments est, dans une certaine zone, quasi uniforme à l'échelle du lissage (cas fréquent sous charges extérieures réparties, sauf aux environs de points d'appui concentrés);

— une simplification reconnue acceptable (cf. annexe VI) permet de considérer que le mode de calcul a donné directement les moments fléchissants généraux.

Dans le cas où il y a matière à application de l'article 42, les modalités de ce lissage sont légèrement différentes; se reporter au paragraphe 38.5.

38.3. * Cf. article 38.2.

** Les zones de répartition, lorsqu'elles couvrent entièrement la dalle dans la direction transversale, sont le plus souvent précontraintes par câbles filants rectilignes, ou non précontraintes, dans cette direction.

En dehors des zones de répartition transversale, les efforts sont de même ordre de grandeur dans les deux directions et on peut qualifier la dalle de « porteuse dans les deux directions »; c'est généralement le cas dans les zones de chevêtres, et ce l'est toujours dans les hourdis et dalles du bâtiment de formes à peu près carrées.

38.4. * L'attention est attirée sur ce que, dans une dalle reposant sur plus de trois points d'appui, les moments hyperstatiques de précontrainte ne sont généralement pas nuls; on ne rencontre d'exception à cette règle que dans des cas tels que celui d'une dalle rectangulaire à travée unique appuyée à ses quatre angles ou à coefficient de Poisson nul, sur l'ensemble de laquelle la distribution des armatures de précontrainte est uniforme et la précontrainte transversale centrée.

Pour l'évaluation de ces efforts hyperstatiques, se reporter au premier commentaire de l'article 15.1.

38.2. Préalablement aux justifications prévues aux articles 41 et 42, à partir d'une distribution des moments dus aux seules charges extérieures, pour chacun des états de flexion définis à l'article 37.1. on procède, par un premier lissage * à grande échelle, au calcul des *moments fléchissants généraux*. Ce lissage consiste à calculer, en tout point étudié, la moyenne des moments fléchissants appliqués aux sections respectivement parallèle et perpendiculaire à la direction mécanique principale, centrées sur le point étudié, sur des largeurs qui sont prises égales à la plus petite des deux dimensions ci-après :

- le tiers de la portée mécanique principale;
- la portée ou largeur totale de la dalle, dans la direction perpendiculaire à la direction mécanique principale.

38.3. Dans le cas où, sur certaines parties de la dalle, pour l'ensemble des états de flexion considérés, les moments fléchissants généraux perpendiculaires * à la direction mécanique principale sont inférieurs au quart du plus grand moment fléchissant général déterminé pour l'ensemble de la dalle, ces parties de la dalle sont appelées *zones de répartition transversale* **.

38.4. On désigne par *moments fléchissants totaux* les moments fléchissants calculés de la même manière que selon l'article 38.2 et selon les mêmes directions, mais à partir d'une distribution des moments dus à la superposition des charges extérieures et des effets isostatiques et hyperstatiques de la précontrainte *.

38.5. * Ce lissage élimine les irrégularités de distribution trop locales pour avoir un sens physique au sens de la Résistance des Matériaux. A la différence des moments généraux, les moments locaux sont de direction variable d'un point à un autre et d'un état de flexion à un autre.

L'opération matérielle du lissage nécessite la connaissance précise de la distribution du tenseur des moments fléchissants.

On peut s'épargner cette opération matérielle, dans des conditions analogues à celles du paragraphe 38.2. En pratique, les moments locaux ne sont généralement déterminants qu'au droit de certaines charges fortement concentrées (appuis localisés en particulier).

Dans le cas où il y a matière à application de l'article 42, se reporter en outre aux indications du paragraphe 42.4.

Article 39. — *Différentes natures de précontrainte*

39.1. * Cette définition est indépendante du caractère rectiligne et parallèle, ou non, des armatures de précontrainte.

Dans les dalles à simple précontrainte c'est essentiellement le ferrillage passif qui assure la résistance aux tractions dans la direction transversale à la précontrainte.

La direction du plus grand effort principal de compression, en un point donné, est appelée direction du câblage en ce point.

39.2. * Le C.P.S. fixe la nature de précontrainte selon l'ouvrage et éventuellement selon la partie d'ouvrage. Il peut par exemple prescrire une double précontrainte hors des zones de répartition transversale et une simple précontrainte dans le reste de l'ouvrage.

** Cf. article 38.2.

*** Chacun des deux articles 41 et 42 est indépendant de l'autre. On ne s'étonnera donc pas de certaines répétitions dans leurs rédactions.

Article 40. — *Règles communes de justification vis à vis des contraintes normales*

* Les calculs de contrainte sont couramment effectués sur sections brutes; en ce cas l'homogénéisation des sections prévue au paragraphe 18.41 peut n'être pas légitime.

** En particulier l'article 26 (redistribution des efforts dans les systèmes hyperstatiques) est applicable aux dalles.

*** Le C.P.S. doit donc fixer, pour chaque justification vis-à-vis de l'état limite d'utilisation, le ou les genres de vérification, et le cas échéant la valeur du coefficient χ (de même que pour tout calcul en genre IIIa). Ce n'est que dans des cas très exceptionnels qu'une vérification en genre I ou II peut être prescrite sous efforts locaux. Il est déconseillé d'exiger des genres de vérification différents pour les différentes directions de calcul dans le but de limiter à des valeurs différentes les contraintes de traction sur une même face.

38.5. A partir d'une distribution des moments dûs aux seules charges extérieures, pour un quelconque des états de flexion définis à l'article 37.1, on procède par un deuxième lissage* à échelle réduite, au calcul des *moments fléchissants locaux*. Ce lissage consiste à substituer, en tout point étudié, à chacune des valeurs des deux moments fléchissants principaux, la moyenne du moment fléchissant appliqué sur une largeur égale au double de l'épaisseur de la dalle et centrée sur le point considéré.

Article 39. *Différentes natures de précontrainte*

39.1. Une dalle ou partie de dalle est dite à *simple précontrainte* en tout point où les deux conditions suivantes sont simultanément satisfaites :

— le rapport des deux efforts principaux de compression est au moins égal à 20;

— aucune armature de précontrainte ne s'écarte de plus de 20 grades de la direction du plus grand effort de compression principal*.

Elle est dite à *double précontrainte* dans les autres cas.

39.2. Font l'objet, vis-à-vis des contraintes normales, de modes de justification différents*, définis respectivement aux articles 41 et 42, les dalles ou parties de dalles :

— à simple précontrainte, ou à double précontrainte dans les zones de répartition transversale**;

— à double précontrainte hors des zones de répartition transversale***.

Article 40. — *Règles communes de justification vis-à-vis des contraintes normales*

Le chapitre III entier, l'article 18* et le chapitre V entier**, sont applicables aux dalles sous réserve des prescriptions des articles qui suivent***.

Article 41. — *Justifications vis-à-vis des contraintes normales dans les dalles à simple précontrainte ou à double précontrainte dans les zones de répartition transversale*

41.1. *Processus des justifications.*

* De façon générale, il s'agit de limiter, au droit de chaque point du plan moyen des dalles, les justifications à certaines directions considérées comme les plus critiques et, pour chacune de celles-ci, à certaines sollicitations de calcul seulement.

** Ces directions sont définies à l'article 41.3.

*** Le maintien de cette deuxième partie peut être nécessaire dans le cas et en les points où l'obliquité du câblage unique ou du câblage principal par rapport à la direction du moment fléchissant local le plus grand serait importante.

**** Toutefois le maître d'œuvre peut autoriser qu'à l'intérieur des zones de répartition transversales elles soient fournies sous efforts généraux.

41.2. *Justifications sous efforts généraux.*

En raison de la variation de l'espacement des armatures quand on considère une section oblique, la composante de l'effort résistant d'une nappe d'armatures est égale à l'effort résistant de cette nappe dans une section droite, multiplié par le carré du cosinus de l'obliquité. En revanche la déformation d'une armature dans sa propre direction est égale à la déformation dans la direction perpendiculaire à la section étudiée, divisée par le cosinus de l'obliquité.

41.3. *Justifications sous efforts locaux.*

* Voir commentaire 41.2.

** Les autres directions de justification peuvent être conservées lorsqu'elles sont voisines de la perpendiculaire aux armatures de précontrainte.

Article 41. — *Justifications vis-à-vis des contraintes normales dans les dalles à simple précontrainte ou à double précontrainte dans les zones de répartition transversale*

41.1. *Processus des justifications.*

Ce processus est en cinq parties*.

Les trois premières parties du calcul comportent des justifications vis-à-vis des états limites d'utilisation, en service ou en phase de construction, sous les sollicitations de calcul qui correspondent, respectivement :

— aux efforts généraux; cette partie est supprimée en dehors des zones de répartition transversale, dans le cas où le C.P.S. prescrit le même genre de vérification dans les 1^{re} et 2^e parties;

— aux efforts locaux dans les directions les plus sollicitées**; cette deuxième partie est supprimée, sauf prescription contraire du maître d'œuvre, à l'intérieur des zones de répartition transversale***;

— aux efforts locaux dans les directions les moins sollicitées**; cette troisième partie peut être remplacée, avec l'accord du Maître d'œuvre, à l'intérieur des zones de répartition transversale, par la substitution des efforts généraux aux efforts locaux dans cette justification.

Une quatrième partie de calcul comporte une justification vis-à-vis de l'état limite de résistance sous les sollicitations ultimes qui correspondent aux efforts généraux en service. Des calculs similaires sont effectués pour les phases de construction, lorsque les calculs faits dans la première partie n'impliquent pas de façon évidente la stabilité et la résistance vis-à-vis de l'état limite de résistance au cours de ces phases.

Une cinquième partie comporte des justifications vis-à-vis de l'état limite de fatigue, dans les conditions définies à l'article 25. Ces justifications sont fournies sous efforts locaux****.

41.2. *Justifications sous efforts généraux.*

Les sections justifiées sous efforts généraux, vis-à-vis des états limites d'utilisation et des états limites ultimes, sont toutes orientées perpendiculairement et parallèlement à la direction mécanique principale.

On prend en compte les moments fléchissants totaux définis à l'article 38.4 et les composantes perpendiculaires aux sections étudiées des efforts de compression définis à l'article 36.2 et calculés selon les dispositions de l'article 37.4.

Dans le calcul de la sollicitation limite de résistance on ne prend en compte que les composantes des efforts résistants des armatures retenues dans cette justification, et on limite leurs déformations, dans les directions perpendiculaires aux sections étudiées, de manière que leurs déformations dans leurs directions propres n'excèdent pas les valeurs fixées à l'article 23.3.

41.3. *Justifications sous efforts locaux*.*

Les sections étudiées sous efforts locaux sont, en tout point et pour tout état de flexion, les sections supportant les moments fléchissants locaux le plus grand et le plus petit, et en outre la ou les sections perpendiculaires aux câblages, lorsque leurs directions diffèrent de 20 grades au moins des directions précédentes.

Toutefois, vis-à-vis de l'état limite de fatigue, ces sections sont orientées perpendiculairement aux armatures de précontrainte**.

*** Ces abaissements du coefficient γ_0 sont strictement limités aux justifications sous efforts locaux.

**** Pour la détermination des armatures passives, il est loisible de procéder à leur justification par une méthode globale plus élaborée que des justifications particulières dans deux directions. Par exemple, lorsque les armatures passives transversales sont perpendiculaires au câblage, il est possible de déterminer leur section en application de l'article 21.4, en supposant la section dalle soumise à un moment de flexion simple égal à $M_y + \epsilon |M_{xy}| \operatorname{tg} \beta_{\text{t ou s}}$ où :

M_y et M_{xy} désignent respectivement le moment fléchissant et le moment de torsion dans la direction perpendiculaire au câblage;

$\epsilon = +1$ et $\epsilon = -1$, respectivement pour les armatures situées sur la face inférieure et sur la face supérieure de la dalle;

β_i et β_s désignent les angles que forment avec la direction du câblage les directions des facettes verticales les moins comprimées des faces respectivement inférieure et supérieure, selon qu'on calcule la nappe d'armatures inférieure ou supérieure. (En rhéologie, le mot « facette » désigne un élément de surface infinitésimal.)

Article 42. — *Justifications vis-à-vis des contraintes normales dans les dalles à double précontrainte en dehors des zones de répartition transversale*

42.1. *Processus des justifications.*

* De façon générale, il s'agit de limiter, au droit de chaque point du plan moyen des dalles, les justifications à certaines directions considérées comme les plus critiques et, pour chacune de celles-ci, à certaines sollicitations de calcul seulement.

** Se reporter au paragraphe 36.3 et à son commentaire.

*** Ce lissage, comparable à celui qui conduit aux efforts généraux, mais différent de celui-ci quant à la direction, est défini à l'article 42.3.

Aux environs des points d'appui localisés des dalles biaises, le commentaire de l'article 38.5. trouve particulièrement matière à application.

On prend en compte les moments fléchissants et compression moyenne déduits des tenseurs qui définissent les moments locaux (art. 38.5), et les effets isostatiques et hyperstatiques de la précontrainte qui correspondent à la valeur caractéristique P_1 ou P_2 considérée.

Dans l'état limite d'utilisation les valeurs du coefficient γ_b fixées à l'article 21.3.1 sont alors abaissées comme suit :

- en phase de construction : $\gamma_b = 1,3$;
- en service $\gamma_b = 1,5$ ***.

Les règles de l'article 21.4 relatives aux armatures passives sont applicables à cette justification, étant entendu que seule est prise en compte la composante perpendiculaire à la section considérée de l'effort résistant des armatures****. Exception est faite pour les hourdis (voir annexe VI § 7).

En règle générale il n'est tenu compte d'une surtension, sous fissuration, que des armatures de précontrainte dont l'angle avec la normale à la section étudiée est au plus égal à 50 grades.

Article 42. — *Justifications vis-à-vis des contraintes normales dans les dalles à double précontrainte en dehors des zones de répartition transversale*

42.1. *Processus des justifications.*

Ce processus est en cinq parties*.

Dans la première partie, qui est facultative, on calcule, dans l'hypothèse élastique du béton non fissuré**, avant tout lissage, pour chaque état de flexion étudié, en service ou en phase de construction, sous sollicitations d'utilisation, la distribution des tenseurs des contraintes sur chaque face de la dalle, sous l'effet combiné des moments et efforts de compression, extérieurs et de précontrainte. En conclusion de cette première partie, on détermine les zones de dalle et cas de charge pour lesquels, il n'est pas utile de procéder aux deuxième et troisième parties, définies ci-après.

Une seconde partie comporte des justifications vis-à-vis de l'état limite d'utilisation, en service ou en phase de construction, sous les mêmes sollicitations que dans la première partie, mais moyennant un lissage à grande échelle des efforts***.

Une troisième partie comporte des justifications vis-à-vis de l'état limite d'utilisation, en service ou en phase de construction, sous efforts locaux.

Une quatrième partie comporte des justifications vis-à-vis de l'état limite de résistance sous les sollicitations ultimes en service, moyennant un lissage à grande échelle des efforts. Des calculs similaires sont effectués pour les phases de construction, lorsque les calculs faits dans la deuxième partie n'impliquent pas de façon évidente la stabilité et la résistance vis-à-vis de l'état limite de résistance au cours de ces phases.

Une cinquième partie comporte des justifications vis-à-vis de l'état limite de fatigue, sous efforts locaux, dans les conditions définies à l'article 25.

42.2. *Justification préliminaire dans l'état élastique.*

* Les conditions envisagées dans ce paragraphe sont donc suffisantes, mais non nécessaires; leur rôle est essentiellement de dispenser de calculs plus poussés.

** En raison de la variation de l'espacement des armatures quand on considère une section oblique, cette composante est égale à l'effort résistant des armatures dans une section droite, multiplié par le carré du cosinus de l'obliquité.

42.3. *Justifications vis-à-vis de l'état limite d'utilisation moyennant lissage à grande échelle des efforts.*

* Ces directions sont donc généralement différentes de celles selon lesquelles sont définis aux articles 38.2 et 38.4 les moments fléchissants généraux et totaux.

** Les efforts appliqués (moment fléchissant et efforts de compression) peuvent être calculés directement ou par intégration des contraintes avant fissuration sur l'épaisseur de la dalle.

*** Dans cette justification les efforts de torsion appliqués à la section sont donc négligés.

Les sollicitations et contraintes normales à prendre en compte sont à calculer sous l'effet global de toutes les actions (actions extérieures correspondant à l'état de flexion étudié et actions isostatiques et hyperstatiques de la précontrainte).

Ce n'est que dans des cas exceptionnels (contraintes de compression élevée dans des directions différant sensiblement de celles des deux câblages) qu'il peut y avoir lieu, en sus, de justifier des contraintes maximales de compression dans la direction la plus défavorable.

42.4. *Justification vis-à-vis de l'état limite d'utilisation sous efforts locaux.*

* De ces quatre directions, deux d'entre elles ne définissent que les compressions maximales après lissage, et la justification préliminaire faite selon l'article 42.2 rend souvent leur prise en considération sans objet. Les deux autres servent à déterminer les armatures passives.

** En raison de la variation de l'espacement des armatures quand on considère une section oblique, cette composante est égale à l'effort résistant des armatures dans une section droite, multiplié par le carré du cosinus de l'obliquité.

42.2. Justification préliminaire dans l'état élastique.

Dans la mesure * et dans les zones de la dalle où les contraintes dans le béton restent inférieures :

— en compression : à $\frac{\sigma'_{28}}{1,6}$ en service, à $\frac{\sigma'_j}{1,4}$ en phase de construction, et :

— en traction : à σ_j en phase de construction et à σ_{28} en service, il n'y a pas matière à la deuxième et à la troisième partie des justifications.

Les règles de l'article 21.4 relatives aux armatures passives sont applicables aux parties de la dalle ainsi dispensées, pour l'ensemble des états de flexion, des autres justifications vis-à-vis de l'état limite d'utilisation, étant entendu que seule est prise en compte, pour toute direction de contrainte principale, la composante perpendiculaire à la section considérée de l'effort résistant des armatures**.

42.3. Justification vis-à-vis de l'état limite d'utilisation moyennant lissage à grande échelle des efforts.

Les sections étudiées dans cette deuxième partie sont toutes orientées perpendiculairement aux directions des deux câblages au point considéré *. Les efforts appliqués et contraintes avant fissuration sont obtenus, pour chacun des états de flexion considérés, par lissage à grande échelle des valeurs considérées ou obtenues dans la première partie **. Ce lissage est fait sur la largeur définie à l'article 38.2. Seuls sont pris en compte les efforts normaux et contraintes normales à chaque section étudiée ***.

Les règles de l'article 21.3.2 relatives au béton (traction maximale) sont applicables à cette justification. Les règles de l'article 21.3.1 relatives au béton (compression maximale) sont applicables à cette justification, dans le seul cas où les compressions maximales envisagées à l'article 42.2 auraient été dépassées.

42.4. Justification vis-à-vis de l'état limite d'utilisation sous efforts locaux.

Les sections étudiées dans cette troisième partie sont, en tout point et pour tout état de flexion, les quatre sections supportant les contraintes principales sur l'une et l'autre des deux faces en l'absence de fissuration *. On prend en compte les moments fléchissants et compressions moyennes déduits des tenseurs qui définissent les moments locaux (art. 38.5) et les effets isostatiques et hyperstatiques de la précontrainte.

La compression du béton doit rester inférieure :

— à $\frac{\sigma'_j}{1,3}$ en phase de construction;

— à $\frac{\sigma'_{28}}{1,5}$ en service.

Les règles de l'article 21.4 relatives aux armatures passives sont applicables à cette justification, étant entendu que seule est prise en compte la composante perpendiculaire à la section considérée de l'effort résistant des armatures **. Exception est faite pour les hourdis (voir annexe VI § 7).

42.5. Justifications vis-à-vis de l'état limite de résistance.

* Dans le cas où les armatures forment un angle inférieur à 50 degrés, on peut procéder à la justification dans une direction correspondant à la résultante des efforts exercés par les deux nappes d'armatures de précontrainte supposées soumises à la contrainte $0,85 R_g$, et dans la direction perpendiculaire.

** La déformation d'une armature dans sa propre direction est égale à la déformation dans la direction perpendiculaire à la section étudiée, divisée par le cosinus de l'obliquité.

Article 43. — Efforts tranchants généraux, locaux et de poinçonnement

* (Voir par ailleurs l'annexe V, § 2 pour les définitions.)

Observation générale : Dans la plupart des dalles précontraintes la résistance du béton est presque partout surabondante, et les armatures verticales de fixation des armatures de précontrainte suffisantes, pour assurer la résistance aux efforts tranchants. Les justifications peuvent donc généralement être limitées aux zones d'appui et aux autres zones soumises à des efforts concentrés.

43.1. Efforts tranchants généraux.

* Les commentaires du paragraphe 38.2 sont applicables ou transposables au présent paragraphe.

Il est rappelé que la définition des états de flexion figure à l'article 37.1.

En pratique, les efforts tranchants généraux ne sont habituellement à considérer que dans les cas suivants :

— au voisinage des sections d'appui, lorsque ces appuis sont continus; les efforts tranchants généraux peuvent alors être considérés comme déterminants, et le calcul des efforts tranchants locaux est alors généralement inutile;

— pour délimiter les contours à l'intérieur desquels les cisaillements de poinçonnement sont prépondérants, lorsque les appuis sont discontinus; à l'extérieur de ces contours les efforts tranchants généraux sont prépondérants, mais la résistance est généralement surabondante.

43.2. Efforts tranchants locaux.

* Ce lissage élimine les irrégularités de distribution trop locales pour avoir un sens physique au sens de la Résistance des Matériaux. A la différence des efforts tranchants et moments fléchissants généraux, les efforts tranchants locaux restent de direction quelconque. En pratique, les efforts tranchants locaux ne sont généralement déterminants qu'au droit de certaines charges fortement concentrées (appuis discontinus en particulier).

42.5. *Justifications vis-à-vis de l'état limite de résistance.*

Sous réserve que l'angle des deux nappes d'armatures soit au moins égal à 50 grades, les sections étudiées dans cette quatrième partie sont les mêmes que celles étudiées à l'article 42.3 *. Dans le calcul de la sollicitation limite de résistance, on ne prend en compte que les composantes des efforts résistants des armatures retenues dans cette justification, et on limite leurs déformations dans les directions perpendiculaires aux sections étudiées, de manière que leurs déformations, dans leurs directions propres, n'excèdent pas les valeurs définies à l'article 23.3 **.

42.6. *Justifications vis-à-vis de l'état limite de fatigue.*

Les sections étudiées dans cette cinquième partie sont les sections perpendiculaires aux directions des deux câblages au point considéré. On prend en compte les efforts locaux.

Article 43. — *Efforts tranchants généraux, locaux et de poinçonnement **

Les justifications à fournir concernent exclusivement les sollicitations ultimes.

43.1. *Efforts tranchants généraux.*

A partir d'une distribution des efforts tranchants dûs aux charges extérieures et aux seuls effets hyperstatiques de la précontrainte, pour chacun des états de flexion étudiés, on procède par un lissage à grande échelle, au calcul des *efforts tranchants généraux*. Ce lissage consiste à calculer, en tout point étudié, la moyenne des efforts tranchants appliqués aux sections exclusivement perpendiculaires à la direction mécanique principale, centrées sur le point étudié et dont la largeur est celle définie à l'article 38.2. * On détermine ensuite pour chaque phase de construction, les deux surfaces enveloppes des efforts tranchants généraux.

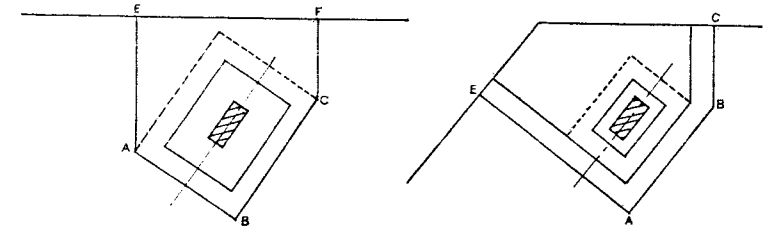
43.2. *Efforts tranchants locaux.*

Sous la réserve indiquée en tête du paragraphe 43.3. on procède ensuite, en dehors des zones de répartition transversale définies à l'article 38.3. au calcul des *efforts tranchants locaux*. Ce calcul est fait à partir d'une distribution des efforts tranchants dûs aux charges extérieures et aux seuls effets hyperstatiques de la précontrainte, pour chacun des états de flexion étudiés, par un lissage* à échelle réduite. Ce lissage consiste à substituer, en un point quelconque où l'effort tranchant principal est connu en grandeur et en direction, à sa valeur la moyenne de l'effort tranchant appliqué sur une largeur égale au double de l'épaisseur h_t de la dalle et centrée sur le point considéré.

43.3. *Efforts tranchants réduits de poinçonnement.*

* Les cas non courants sont ici, outre ceux de dalles élégies ou fortement anisotropes, etc., auxquelles le présent texte n'est pas applicable sans adaptations, ceux de dalles à simple précontrainte (la précontrainte introduisant alors une certaine anisotropie) soumises à des cisaillements de poinçonnement très élevés, ceux de certaines dalles à travées solidaires très mal équilibrées (la répartition des cisaillements autour des appareils d'appui est alors inégale, avec prépondérance du côté de la grande travée), et ceux de certaines dalles de formes complexes.

**



*** L'effort tranchant réduit de poinçonnement ne peut se comparer aux efforts tranchants général et local qu'après leur avoir incorporé la composante verticale de la tension des armatures de précontrainte (cf. art. 44).

**** Dans les cas où l'effort tranchant dû à des charges réparties est important par rapport à celui dû aux charges localisées, et bien connu, on peut utilement déterminer séparément, en grandeur et direction, les efforts tranchants dûs aux premières et aux secondes, et les composer géométriquement pour obtenir l'effort tranchant total. On compte en ce cas la composante verticale de l'effort de précontrainte avec le plus important des deux efforts tranchants composants.

Article 44. — *Détermination des cisaillements de calcul*

* Il est rappelé que les sollicitations de calcul à considérer sont uniquement les sollicitations ultimes.

Lorsque la section étudiée est oblique par rapport aux armatures de précontrainte, l'effort tranchant dû à une inclinaison de ces armatures est, en raison de leur espacement plus grand, égal à cet effort tranchant dans une section perpendiculaire, multiplié par le cosinus de l'obliquité.

** Les contraintes de cisaillement vertical de calcul s'expriment donc en valeur algébrique par analogie avec l'article 16.1, en fonction des efforts tranchants de diverses origines, par la formule :

$$r = \frac{1,8}{h_t} \left(1,1 V_{L1} + 0,9 V_{L2} + \begin{cases} V(P_1) \\ \text{ou} \\ V(P_2) \end{cases} + \gamma_{Qc} V_c \right)$$

Il est tenu compte également, s'il y a lieu, des articles 16.2 et 16.3.

43.3. *Efforts tranchants réduits de poinçonnement.*

Toutefois, dans les cas courants *, il est loisible de substituer au calcul des efforts tranchants locaux un calcul approché, dit calcul des *efforts tranchants réduits de poinçonnement*. Ce calcul est fait sur des contours parallèles entourant les charges localisées (réactions des appareils d'appui et s'il y a lieu autres charges extérieures); le premier contour à considérer résulte des prescriptions de l'article 37.6; à proximité des bords de la dalle, on remplace certaines parties de ces contours par des perpendiculaires aux bords des dalles lorsqu'il en résulte un raccourcissement de leur longueur développée (cf. figure ci-contre) **.

On admet ensuite qu'au droit de ce contour et de tout contour parallèle extérieur s'exerce un effort tranchant réduit de poinçonnement égal au quotient par la longueur développée du contour, de la charge localisée, plus les charges réparties intérieures au contour, plus la composante verticale de la tension des armatures de précontrainte traversant ce contour, tous ces efforts étant déterminés en fonction des valeurs caractéristiques des actions, considérés en valeur algébrique et affectés des coefficients γ afférents aux sollicitations ultimes. Les charges localisées prises en compte contiennent, le cas échéant, les réactions d'appui hyperstatiques de précontrainte ***.

Les contours incluent une seule charge localisée ou plusieurs, de manière à faire apparaître l'effort tranchant réduit de poinçonnement le plus défavorable.

L'effort tranchant réduit ainsi déterminé en tout point est considéré comme appliqué dans le plan vertical tangent au contour qui passe au point étudié ****.

Article 44. — *Détermination des cisaillements de calcul*

A partir des efforts tranchants généraux et locaux, lorsqu'il y a lieu, on calcule les *efforts tranchants réduits*, c'est-à-dire ceux qui résultent de la composition des efforts tranchants dus aux forces extérieures et de ceux dus à une inclinaison des armatures de précontrainte *.

On ne prend en compte aucune surtension des armatures de précontrainte, pouvant résulter de la fissuration du béton.

A partir des efforts tranchants réduits, on calcule les contraintes de cisaillement vertical de calcul en prenant en compte la section brute du béton et en admettant un comportement élastique de celui-ci **.

Article 45. — *Justification de la résistance des dalles à l'effort tranchant*45.1. *Dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 30 cm.*

* Il est admis que l'épaisseur de 30 cm est l'épaisseur au-dessous de laquelle il n'est pas prévu d'armatures verticales susceptibles d'augmenter la résistance au cisaillement.

** Cette condition suppose que les règles de la présente Instruction relatives aux armatures passives sont respectées sans autre dérogation que celles prévues à l'annexe VI, paragraphe 7 en ce qui concerne les hourdis.

45.2. *Dalles d'épaisseur supérieure à 30 cm comportant des armatures verticales minimales.*

* Les armatures importantes prévues le long des bords libres ont pour objet d'empêcher tout effet de déchirure.

** Quand la limite de l'une des contraintes limites envisagées ci-contre est dépassée, il y a lieu d'appliquer le paragraphe 45.3 et par conséquent de renforcer les armatures verticales.

Cependant des dérogations portant sur l'une ou l'autre de ces deux contraintes limites ($0,4 \sigma_j$ et $1,2 \sigma_j$) et consistant à relever l'une ou l'autre dans une proportion ne dépassant pas 50 % ne sont pas exclues lorsqu'elles pourront s'appuyer sur l'expérience et seront assorties de densités des armatures passives et éventuellement de précontrainte adhérentes, relativement élevées et pouvant atteindre à la limite les pourcentages usuels en béton armé.

45.3. *Dalles d'épaisseur supérieure à 30 cm comportant, sauf éventuellement au voisinage des bords libres, des armatures verticales supérieures aux armatures minimales.*

* Il peut être fait application du présent paragraphe, même dans les dalles, ou parties de dalles dans lesquelles les contraintes limites de cisaillement du paragraphe 45.2 ne sont pas dépassées; mais comme il n'est alors plus prévu de densité minimale d'armatures le long des bords libres, le présent paragraphe ne saurait être appliqué au voisinage des bords libres sans l'être aux parties courantes adjacentes.

** La section A_s/t devient alors une quantité sans dimension (b_0 étant pris égal à l'unité). Elle doit être exprimée, pour application de la formule, en m^2/m^2 et non en cm^2/m^2 .

Article 45. — *Justification de la résistance des dalles à l'effort tranchant*

On distingue trois cas.

45.1. *Dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 30 cm **.

Les contraintes de cisaillement de calcul doivent rester inférieures à $0,8 \sigma_j$ **.

45.2. *Dalles d'épaisseur supérieure à 30 cm comportant des armatures verticales minimales.*

Sur l'ensemble de la dalle ou de la partie de dalle justifiée en application du présent paragraphe, les armatures verticales minimales sont constituées comme suit :

- sur des largeurs égales à $0,5 h_t$ à partir des bords libres éventuels, leur volume relatif est celui défini au paragraphe 29.2.2 *;
- sur le reste de la dalle ou partie de dalle considérés, leur volume relatif est obtenu par la même méthode, mais en remplaçant la valeur 1 MPa indiquée au paragraphe 29.2.2 par 0,1 MPa.

Les contraintes de cisaillement de calcul doivent rester inférieures :

- à $0,8 \sigma_j$ là où sous aucun cas de charge, pour des sollicitations ultimes, la contrainte normale de traction ne dépasse $1,2 \sigma_j$;
- à $0,4 \sigma_j$ là où la contrainte normale de traction peut dépasser $1,2 \sigma_j$ **.

45.3. *Dalles d'épaisseur supérieure à 30 cm comportant, sauf éventuellement au voisinage des bords libres, des armatures verticales supérieures aux armatures minimales **.

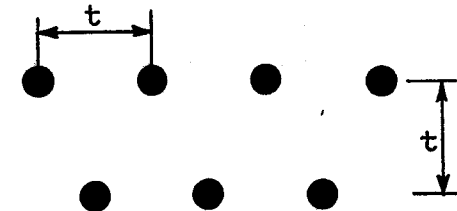
Les contraintes de cisaillement vertical de calcul restent déterminées conformément à l'article 44.

Ces contraintes ne doivent pas dépasser la valeur définie au paragraphe 29.3.

Les armatures verticales sont déterminées conformément au paragraphe 29.2.3 sans qu'il soit pris en compte aucune surtension des armatures de précontrainte non verticales **.

45.4. *Règles diverses communes aux différents cas.*

* La figure ci-dessous donne un exemple d'implantation des armatures verticales, dans lequel cette condition est strictement satisfaite. Les limitations de l'espacement t prévues à l'article 29.24 sont ici sans objet.



$$t = h_t$$

CHAPITRE IX

Dispositions constructives

* *Observation générale* : les références au fascicule 61 VI du C.P.C. s'entendent par rapport au texte du 27 octobre 1970.

Article 46. — *Dimensionnement de détail des pièces*

* L'attention est toutefois attirée en outre sur la nécessité de limiter autant que possible les contraintes du béton conformément à l'article 21.3 de la présente instruction, en particulier à proximité des armatures de précontrainte.

** Ces conditions peuvent conduire à fixer, par exemple :

- les épaisseurs d'âmes, des épaisissements locaux pouvant s'avérer nécessaires;
- le dessin des talons, en particulier la pente à donner aux goussets de raccordement à l'âme afin de permettre un bétonnage facile avec les moyens de mise en œuvre escomptés;
- les dispositions particulières de coffrage à prévoir dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte;
- des dégagements pour permettre de placer et utiliser des matériels de mise en tension;
- des réservations pour fixation et passage de coffrages et échafaudages, l'attention étant cependant attirée sur la nécessité de n'accepter à ce sujet que des réservations non dommageables pour la qualité des ouvrages.

45.4. Règles diverses communes aux différents cas :

45.4.1. Les règles du paragraphe 27.2 relatives aux charges voisines des appuis sont applicables aux dalles.

45.4.2. Ne peut être considérée comme munie d'armatures verticales, pour l'application des paragraphes 45.2 et 45.3, qu'une dalle ou partie de dalle dans laquelle l'espacement maximum t entre rangées d'étriers, dans deux directions perpendiculaires entre elles, est inférieur à l'épaisseur de la dalle *.

45.4.3. Les règles de l'article 31 sont applicables aux dalles.

CHAPITRE IX

Dispositions constructives *

Article 46. — Dimensionnement de détail des pièces

Le dimensionnement d'ensemble des pièces et de leurs assemblages résulte des justifications fournies en application des chapitres V, VI et VIII, les sollicitations correspondantes étant celles qui résultent de l'article 15.1 ci-dessus.

Leur dimensionnement de détail concerne les efforts déterminés en application de l'article 15.2 ci-dessus. Les justifications correspondantes sont définies, pour certaines parties des pièces, par les articles 30 et 31, par le chapitre VII et par les autres articles du présent chapitre.

Pour les autres parties, on doit justifier que les efforts de traction sont repris par des armatures passives déterminées en s'inspirant des règles des chapitres V et VI, et dont la contrainte est dans tous les cas limitée à $2/3 \sigma_s$ sous sollicitations d'utilisation *.

Ce dimensionnement de détail doit également être fixé, dans certains cas, en raison des conditions de mise en œuvre **.

Article 47. — Position et enrobage des armatures

47.1. Tolérances.

* Les tolérances fixées par les autres documents contractuels d'ordre général sont complétées en tant que de besoin par le C.P.S.

Dans l'attente d'un nouveau fascicule 65 du C.P.C., voir notamment la directive provisoire sur l'exécution des ponts en béton précontraint (chap. X) et le C.P.S. type pour ponts courants en béton armé et en béton précontraint (art. 31.9.1).

47.2. Armatures de précontrainte sous gaines injectées.

47.2.1. * Les câbles ne devront être ni trop éloignés ni trop voisins les uns des autres.

** Par « épaisseur la plus faible » d'une pièce, il faut entendre par exemple épaisseur de l'âme d'une poutre (section ouverte), même si le groupement n'est réalisé que dans le talon de cette poutre; dans le cas d'un caisson en revanche (section fermée) il ne faut entendre que l'épaisseur de l'âme ou de la membrure contenant les câbles groupés. Le but de ces limitations est en effet d'éviter des flexions parasites excessives des parties les plus fragiles des pièces, dues à des déviations accidentelles d'un paquet; de telles flexions parasites peuvent s'étendre plus ou moins loin sans atténuation notable, selon la forme de la section.

*** Des limitations plus strictes des paquets des gaines, voire des diamètres des gaines, peuvent être nécessaires dans les pièces minces pour respecter les règles de l'article 47.23.

**** En particulier dans le cas d'un paquet de trois gaines dans le sens vertical.

Article 47. — *Position et enrobage des armatures*

47.1. *Tolérances **.

Pour les armatures passives, dans l'attente d'un texte les mentionnant spécialement, les dispositions de l'article 21.2 du fascicule 65 du C.P.C. sont applicables.

47.2. *Armatures de précontrainte sous gaines injectées :*

47.2.1. Le groupage des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes :

— dans chaque section, la disposition des armatures devra être conçue de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter qu'un élément de béton soit percé de trous trop nombreux et trop rapprochés *;

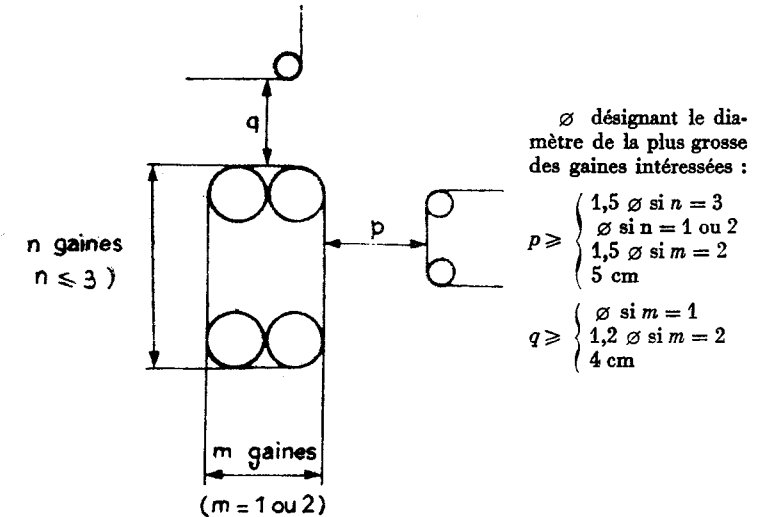
— lorsqu'il sera nécessaire d'accoler des gaines en paquets dans certaines pièces, le nombre de gaines groupées sera tel que la somme des tensions initiales des câbles constituant un paquet soit inférieure ou égale à $\left(7\,000 - \frac{56\,000}{e} \right)$ kilonewton, e désignant, en centimètres, l'épaisseur la plus faible de la pièce, étant précisé que la tension initiale prise en compte ici sera la tension maximale atteinte au cours de la mise en tension à l'entrée du câble dans le béton, avant blocage de l'ancrage **;

— les paquets de gaines dont le diamètre d'encombrement individuel sera inférieur ou égal à 5 cm seront limités à deux gaines dans le sens horizontal et trois gaines dans le sens vertical; ces chiffres seront ramenés respectivement à un et deux pour les paquets de gaines dont le diamètre d'encombrement individuel sera supérieur à 5 cm ***;

— la stabilité des paquets de gaines et leur immobilité pendant le bétonnage seront soigneusement assurées ****;

— la résistance de chaque gaine d'un paquet devra lui permettre de supporter sans déformation susceptible de gêner l'injection, les efforts provenant des autres gaines du paquet, dans les parties courbes, pendant les différentes phases de mise en tension et d'injection des câbles.

47.2.2. * L'ensemble des règles relatives aux distances entre gaines ou paquets peut être représenté par le schéma ci-après :



Ces distances sont prévues pour permettre d'assurer une bonne mise en place du béton entre des gaines ou paquets satisfaisant au paragraphe précédent. Elles seront accrues si le diamètre des aiguilles vibrantes à utiliser le nécessite.

** L'existence d'obstacles ne résulte pas du simple fait du rapprochement ou du croisement de gaines, mais de l'étendue de la zone dans laquelle les conditions prescrites en section courante ne sont pas satisfaites (en particulier en cas d'obliquité excessive des croisements), de l'orientation des gaines par rapport à la verticale et des autres gaines ou armatures passives existant à proximité.

47.2.3. * Ces distances sont prévues pour assurer une bonne mise en place du béton et, en ce qui concerne les âmes, éviter une fissuration le long des gaines.

Toutefois, il peut être nécessaire d'adapter les dispositions ainsi définies en fonction des conditions de mise en œuvre prévues — notamment du diamètre des aiguilles vibrantes devant être utilisées — et de la marge d'imprécision pouvant en résulter. Celle-ci dépend également dans une large mesure de l'étude d'exécution, c'est-à-dire des dispositions retenues pour le réglage en position des armatures de précontrainte afin d'éviter leur déplacement au cours du bétonnage.

Il est d'autre part nécessaire que toute gaine proche d'une paroi puisse être recouverte par une armature passive dont l'enrobage soit suffisant.

** L'attention est attirée sur ce qu'une protection efficace des ouvrages exposés à une atmosphère agressive ne peut être offerte par le seul respect de l'enrobage prescrit. Il est non moins essentiel que le béton soit suffisamment dosé en ciment et qu'il soit aussi peu perméable et hygroscopique que possible, ce qui ne peut s'obtenir que par l'étude sérieuse de sa composition et par le soin apporté à sa mise en place.

47.2.2. En section courante, les distances entre nus des gaines ou paquets de gaines doivent être supérieures ou égales aux distances ci-après :

— entre deux gaines isolées, entre un paquet ne comportant qu'une gaine dans le sens horizontal et une gaine isolée : au diamètre d'encombrement de la plus grosse de ces gaines;

— entre deux paquets ne comportant chacun qu'une gaine dans le sens horizontal :

au diamètre d'encombrement de la plus grosse des gaines dans le sens horizontal si chaque paquet ne comporte pas plus de deux gaines dans le sens vertical, et dans le sens vertical dans tous les cas;

à 1,5 fois ce diamètre dans le sens horizontal si chaque paquet comporte trois gaines dans le sens vertical;

— entre un paquet comportant deux gaines dans le sens horizontal et un autre paquet ou une gaine isolée :

dans le sens horizontal, à 1,5 fois le diamètre d'encombrement de la plus grosse des gaines;

dans le sens vertical, à 1,2 fois le diamètre d'encombrement de la plus grosse des gaines;

— et dans tous les cas, à 5 cm dans le sens horizontal et à 4 cm dans le sens vertical, entre deux gaines n'appartenant pas à un même paquet *.

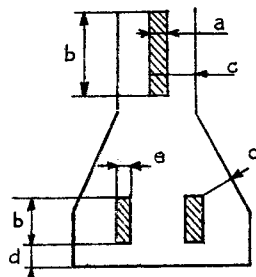
Dans les zones où les gaines ou paquets se rapprochent ou se croisent :

— l'étude du relevage des câbles doit être faite de manière à éviter l'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton **;

— il ne sera néanmoins pas tenu compte, pour la justification de la résistance d'une section, du béton situé entre gaines, et pour lequel les conditions exigées en section courante ne seraient, localement, pas satisfaites.

Dans les zones d'ancrage, les conditions géométriques et mécaniques résultant non seulement du chapitre VII qui précède, mais également des arrêtés d'agrément des procédés de précontrainte, doivent être satisfaites.

47.2.3. Dans tous les cas, les épaisseurs minimales *c* ou *d* de béton entre une paroi coffrée et une gaine ou un paquet de gaines, doivent satisfaire les conditions ci-après * :



$$c \geq \begin{cases} a \\ 0,50 b \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d \geq \begin{cases} 0,50 a \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Dans le cas des ouvrages exposés à une atmosphère agressive, et sauf disposition particulière du C.P.S., les épaisseurs minimales *c* et *d* ci-dessus sont portées à 5 cm **.

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

Le C.P.S. peut prescrire des distances minimales supérieures, notamment dans les cas d'ouvrages exposés au salage en période d'hiver, une étanchéité pouvant rarement à elle seule procurer une garantie de protection suffisante à cet égard.

47.24. * Les coupleurs sont également désignés sous le nom de dispositifs d'accouplement ou de dispositifs de raccordement.

** La section nette tient compte du vide important correspondant à l'encombrement de l'appareil, et pour certains procédés de précontrainte, de l'obligation par les arrêtés d'agrément de ménager un accès au dispositif.

*** Ces diverses conditions conduisent généralement à placer les coupleurs et par conséquent les lignes de reprise à une certaine distance des appuis intermédiaires.

47.3. Armatures de précontrainte adhérentes.

* Les dispositions du présent paragraphe ne sont pas applicables aux armatures adhérentes groupées en paquets. Si le cas se produit, des dispositions s'inspirant à la fois du paragraphe 47.2 et du présent paragraphe sont à adopter. Il est souhaitable qu'elles soient précisées par le C.P.S.

** Lorsque les armatures adhérentes sont implantées à trop faible distance les unes des autres, et surtout lorsque leur longueur de scellement est réduite, il risque d'en résulter un excès de compression dans le béton ou un fendage de la pièce sous les efforts d'éclatement (cf. art. 34.6 du chap. VII). Dans la pratique, la distance entre axes des armatures voisines adhérentes n'est généralement pas inférieure à quatre fois leur diamètre.

*** Ces valeurs limites différentes sont justifiées par le fait que les armatures d'un même lit risquent de former écran. Il va d'autre part de soi que pour l'application des règles qui ont pour objet de permettre un bétonnage correct, les armatures passives sont à considérer avec les armatures adhérentes.

**** L'enrobage d'un fil non rond ou d'un toron est, par définition, la distance à la paroi du plus petit cercle circonscrit à sa section.

***** Cette dernière condition doit jouer essentiellement en raison de l'espacement toujours relativement grand des pièces de fixation de ces armatures et, éventuellement, des déformations de ces pièces lors des mises en tension.

47.4. Armatures passives.

* L'enrobage d'une barre est celui défini au commentaire de l'article 29 du fascicule 61 VI du C.P.C.

** Les armatures de peau sont définies à l'article 21.4.1. ci-dessus.

Enfin, la distance minimale des nus des gaines aux parements non coffrés doit 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 3,5 cm ***.

47.2.4. En cas d'emploi de coupleurs *, ceux-ci doivent être disposés dans des sections dont la section brute est suffisamment surabondante tant vis-à-vis de la flexion que de l'effort tranchant, pour que la section nette ** puisse satisfaire aux conditions de résistance exigées en section courante, et telles que les ancrages en premier stade puissent être correctement réalisés ***.

47.3. Armatures de précontrainte adhérentes *.

La largeur minimale des intervalles à prévoir entre les armatures adhérentes (fils ou torons) est fonction de l'importance de la force de précontrainte unitaire qu'elles apportent, de leur groupement et de la granularité du béton. ** Elle ne doit pas être inférieure à celle résultant des articles 29.1.5, 29.1.7 et 44.1 du fascicule 61 VI du C.P.C.; et en aucun cas elle ne doit l'être à 1 cm dans la direction verticale et 1,5 cm dans la direction horizontale ***.

Les épaisseurs minimales de béton à réserver entre les armatures de précontrainte et les parements des pièces dépendent des mêmes facteurs. En outre les enrobages **** de ces armatures doivent être au moins égaux à :

- 1 cm pour les parements coffrés qui sont situés dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations;
- 3 cm pour les parements coffrés exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, exposés aux condensations ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide;
- 3 et 4 cm, respectivement, pour les parements non coffrés, dans les cas définis dans les deux alinéas qui précèdent;
- 5 cm, sauf disposition particulière du C.P.S. pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

De plus les cotes nominales de position des armatures adhérentes portées sur les dessins d'exécution doivent tenir compte des tolérances de mise en place de façon que les cotes minimales qui précèdent soient respectées *****.

47.4. Armatures passives.

L'enrobage * de toute barre doit être au moins égal à ** :

- 1 cm pour les parements coffrés qui sont situés dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations;
- 2 cm pour les parements coffrés exposés aux intempéries ou susceptibles de l'être, exposés aux condensations ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide;
- 3 cm pour les parements non coffrés;
- 4 cm pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive.

Les enrobages minimaux fixés au chapitre VI du fascicule 61 VI du C.P.C. en considération de l'adhérence doivent en outre être respectés.

Article 48. — Poussée au vide due à des armatures de précontrainte courbes

48.1. * Les justifications doivent considérer les courbures en plan aussi bien que les courbures en profil.

** P1 est défini à l'article 12.4 ci-dessus.

*** Dans le cas où la fibre moyenne d'une poutre est courbe elle-même, il peut y avoir lieu de tenir compte dans la justification, en sus de la courbure des armatures de précontrainte, de celle de la poutre ou d'une partie de celle-ci, lorsque ces courbures sont de sens opposés.

**** De façon générale, on pourra s'inspirer de l'analyse qui figure à l'article 45.3 du fascicule 61 VI du C.P.C. On disposera les armatures passives de manière à enserrer, autant que possible, la masse du béton que l'armature de précontrainte serait susceptible d'entraîner si l'éclatement se produisait.

A titre d'exemple, 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. Ainsi, dans le cas où les armatures de précontrainte courbes sont centrées dans la partie centrale de l'âme, cette fraction devra être de l'ordre de 1/2.

48.2. De tels méplats risquent en pratique, du fait de l'imprécision de la réalisation, d'être à l'origine de certaines courbures parasites qui provoquent l'éclatement de la paroi.

Article 49. — Armatures transversales des pièces prismatiques

49.1. * Cette prescription, semblable à celle de l'article 37.2 du fascicule 61 VI du C.P.C., s'entend au sens du béton armé (cf. art. 30.6.5 dudit fascicule 61 VI).

L'enrobage des armatures de peau ne doit pas être supérieur à 4 cm (à 5 cm pour la seconde nappe en cas d'exposition à une atmosphère agressive) **.

Les autres dispositions d'armatures passives, notamment les distances minimales entre armatures voisines, doivent satisfaire aux règles concernant les pièces en béton armé.

Article 48. — *Poussée au vide due à des armatures de précontrainte courbes*

48.1. Il y a lieu de justifier que la poussée au vide due à des armatures de précontrainte courbes *, dont la tension est égale à la valeur caractéristique maximale P_1 ** (à tout âge compte tenu des pertes correspondantes), peut être équilibrée par la compression du béton *** et par des armatures passives dont la contrainte de traction est limitée à $2/3 \sigma_s$ ****.

48.2. On doit éviter, autant que possible, des tracés de câbles présentant des méplats notables à proximité de parements *.

48.3. Inversement on doit limiter la courbure des câbles conformément aux arrêtés d'agrément des procédés de précontrainte, de manière notamment à ne pas écraser le béton sous-jacent par une pression de courbure trop forte, ni une gaine sous-jacente. Le frettage du béton peut toutefois être admis en ce cas pour améliorer sa résistance.

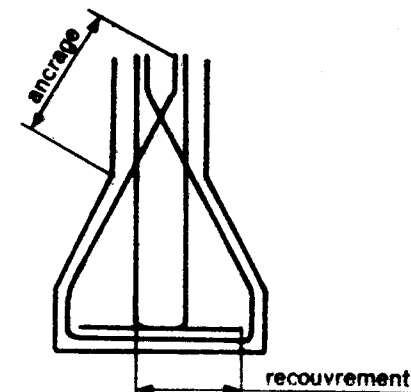
Article 49. — *Armatures transversales des pièces prismatiques*

49.1. Dans chaque cours, les armatures transversales doivent former une ceinture continue sur le contour de la pièce, en embrassant les armatures longitudinales.

Les armatures d'âme doivent être ancrées totalement le plus près possible des faces extérieures de la pièce *.

Lorsque des transmissions d'efforts doivent être assurées entre deux éléments distincts constitutifs de l'armature transversale, il est nécessaire de prévoir les recouvrements, croisements ou, d'une manière générale, liaisons mécaniques capables d'assurer de telles transmissions en toute sécurité **.

** Par exemple, jonction entre l'étrier d'âme et le cadre de talon.



49.2. * Par exemple dans le cas de l'angle rentrant d'un profil (se reporter au schéma ci-dessus).

Article 50. — *Pressions localisées, frettage, articulations*

* A titre d'exemple, on peut citer les environs des ancrages des armatures de précontrainte (cf. chap. VII ci-dessus), les zones de forte courbure de celles-ci

49.2. Les courbures des barres conduisant à des poussées au vide doivent être évitées dans la mesure du possible en recourant au croisement d'armatures droites *.

Lorsque de telles poussées au vide ne peuvent être évitées, la barre doit être attachée par des ligatures normales à elle et l'embrassant, et ancrées d'autre part dans la masse du béton.

49.3. Les dessins de façonnage des armatures transversales doivent également être étudiés en fonction des conditions de mise en œuvre, notamment pour ce qui concerne la mise en place des armatures de précontrainte. Les conditions d'espacement prescrites par les arrêtés d'agrément pour la fixation des armatures de précontrainte doivent être satisfaites.

Les barres de montage filantes, nécessaires pour assurer le maintien des armatures transversales, doivent être prévues.

49.4. Les armatures longitudinales de compression de plus de 16 mm de diamètre nominal ne peuvent être prises en compte dans les calculs que si les conditions de l'article 36 du fascicule VI du C.P.C. sont satisfaites.

Article 50. — Pressions localisées, frettages, articulations

Les dispositions du chapitre X (art. 40 à 42) du fascicule 61 VI du C.P.C. sont applicables au béton précontraint, sous les réserves suivantes et sous réserve des dispositions du chapitre VII de la présente instruction.

Pour l'application de ces dispositions, on admettra que la résistance nominale du béton σ_n ou σ' , considérée par le fascicule 61 VI est égale à 1,1 fois la résistance caractéristique au même âge définie à l'article 4 de la présente instruction.

et les environs des appareils d'appui concentrés. Recourir au frettage pour augmenter la résistance d'une pièce prismatique à la flexion ne saurait en revanche être admis.

Article 51. — Dispositions particulières aux pièces exposées au gel ou dont le degré de résistance au feu doit être justifié

* Le C.P.S. formule, éventuellement, toutes prescriptions pouvant compléter utilement les prescriptions du présent article.

51.2. Résistance au feu.

* Le C.P.S. fixe le degré de résistance au feu requis pour l'ouvrage ou la partie d'ouvrage considérée.

Les critères permettant de déterminer, pour les bâtiments, le degré de résistance au feu des éléments de construction, ainsi que les méthodes d'essais et le programme thermique matérialisant l'action des incendies, sont fixés par arrêté ministériel.

Il en est de même des degrés de résistance au feu auxquels doivent satisfaire les éléments porteurs ou auto-porteurs des structures, afin d'assurer la sécurité des personnes contre les risques d'incendie et de panique, en fonction des caractéristiques et de l'usage des bâtiments.

Pour chaque type d'éléments, un classement est effectué, par « degrés », en fonction des durées pendant lesquelles ils ont satisfait aux essais. Les « degrés » s'expriment donc en unités de temps. Par exemple, la stabilité au feu des éléments porteurs de la structure des immeubles de grande hauteur doit être au moins de « degré : 2 heures ».

** Surtout pour les parties d'ouvrage justifiées dans le troisième genre.

*** La durée de résistance au feu requise peut être obtenue par la mise en place d'un revêtement ou habillage protecteur.

Les justifications seront fournies sous sollicitations d'utilisation, à tous âges et la précontrainte ayant sa valeur caractéristique la plus défavorable.

Le frettage ne sera autorisé pour augmenter la résistance admissible à la compression du béton, que dans des zones très étroitement localisées *.

Article 51. — *Dispositions particulières aux pièces exposées au gel ou dont le degré de résistance au feu doit être justifié **

51.1. Exposition au gel.

Pour toute pièce en béton précontraint par post-tension qui serait exposée au gel avant injection des gaines, des décharges seront, autant que possible, placées au point bas de celles-ci; à défaut, les dispositions destinées à empêcher l'accumulation d'eau et l'éclatement consécutif de la pièce du fait du gel seront soumises par l'entrepreneur au visa du maître d'œuvre.

51.2. Résistance au feu *

L'étude de la résistance au feu doit tenir compte à la fois des armatures de précontrainte et des armatures passives ** participant à la sécurité dans l'état limite ultime. Elle est susceptible de conduire à des enrobages minimaux supérieurs à ceux définis aux articles précédents ***.

ANNEXE I

Déformations différées du béton

La présente annexe constitue un complément à l'article 6.

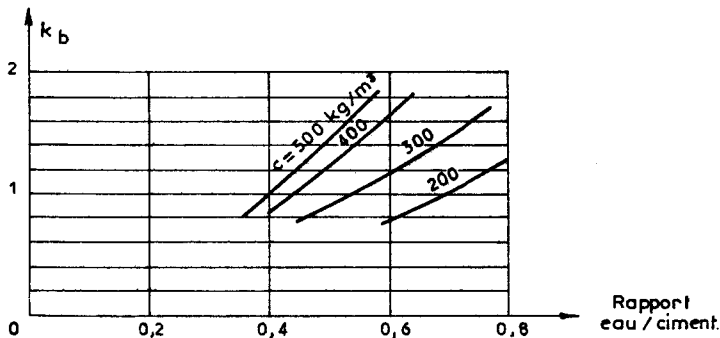
Dans le cas de béton de ciment Portland de classe 325 ou 400 effectuant leur durcissement dans des conditions normales (en particulier sans étuvage) et supportant des contraintes en état d'utilisation au plus égales à $0,35 \sigma'_j$, on peut à défaut de résultats expérimentaux plus précis évaluer les déformations différées du béton comme il est indiqué ci-après.

1. Déformations de retrait.

Pour des bétons ayant été protégés aux premiers âges contre une perte excessive d'humidité, la déformation de retrait en fonction du temps peut être déterminée en utilisant l'expression $\epsilon_r r(t)$ dans laquelle $r(t)$ est la fonction du temps définie ci-dessous en 1.5 et ϵ_r est le produit des quatre facteurs précisés dans les alinéas qui suivent.

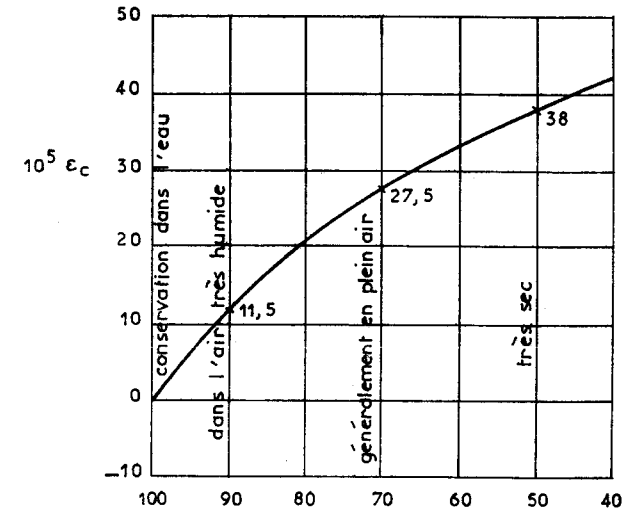
$$\epsilon_r = k_b \epsilon_c k_{e_1} k_p$$

1.1. Le coefficient k_b dépend de la composition du béton; il est défini par le diagramme ci-après.



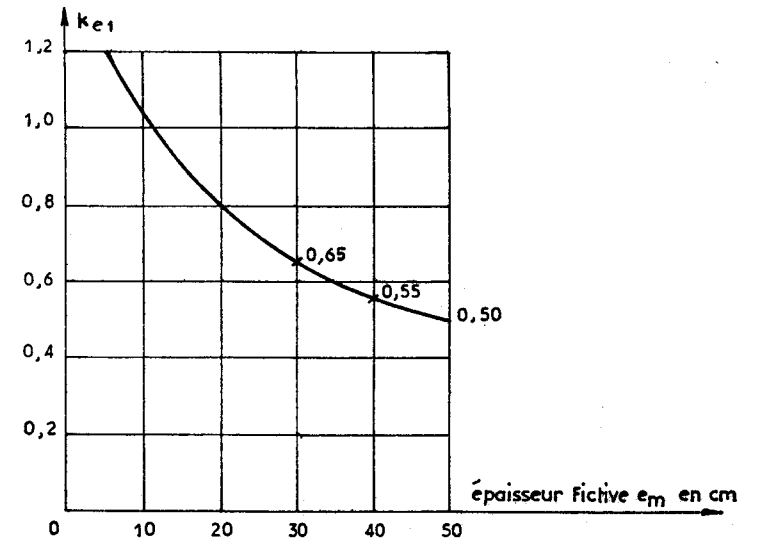
Chaque courbe est donnée pour un dosage C exprimé en kilogrammes de ciment par m^3 de béton mis en oeuvre.

1.2. Le coefficient ϵ_c dépend des conditions climatiques; il est défini par le diagramme ci-après.



Pour les planchers chauffants, fours, etc., on doit utiliser des valeurs du coefficient k_c tirées de l'expérience.

1.3. Le coefficient k_{e_1} dépend de l'épaisseur fictive de la pièce; il est défini par le diagramme ci-après.



L'épaisseur fictive e_m est définie comme le quotient de l'aire B de la section par le demi-périmètre $p/2$ en contact avec l'atmosphère; pour une section dont l'une des dimensions est très grande par rapport à l'autre, l'épaisseur fictive est voisine de l'épaisseur réelle.

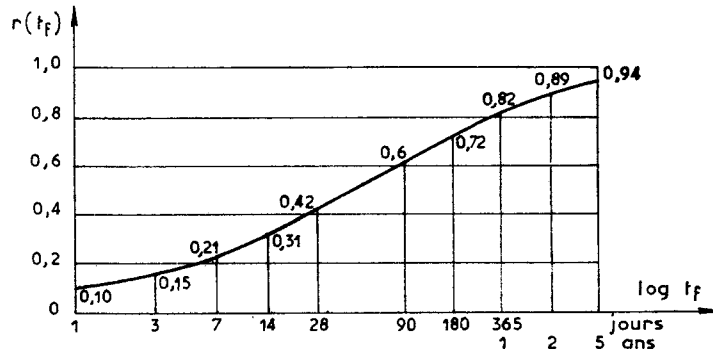
Si les dimensions ne sont pas constantes le long de la pièce, on peut définir une épaisseur fictive moyenne en portant une attention particulière aux sections soumises aux contraintes maximales.

1.4. Le coefficient k_p dépend du pourcentage des armatures $\varpi = \frac{A}{B}$, rapport de la section des armatures longitudinales de toute nature (à condition qu'elles soient adhérentes) à la section transversale de la pièce. Il s'exprime par la formule :

$$k_p = \frac{1}{1 + n\varpi}$$

avec $n = 20$, eu égard à l'influence du fluage.

1.5. La loi $r(t)$ exprimant le développement de la déformation différée en fonction du temps est donnée par le diagramme ci-après.



Pour tenir compte de la dimension de la pièce on introduit dans le diagramme, au lieu du temps réel t , (âge du béton) le « temps fictif » donné par l'expression :

$$t_f = t \sqrt{\frac{10}{e_m}}$$

dans laquelle l'épaisseur fictive e_m est exprimée en cm.

La part de déformation acquise sous l'effet du retrait dans un intervalle de temps ($t - t_i$) quelconque est égale à :

$$\varepsilon_r [r(t) - r(t_i)]$$

Aux premiers âges du béton, le retrait d'un béton protégé est plus faible que celui d'un béton non protégé (ce qui est intéressant pour éviter les fissures dans des bétons jeunes donc à faible résistance). Cette différence s'atténue ensuite et finit par s'annuler avec le temps. Ce phénomène est moins sensible pour les pièces de grande épaisseur.

2. Déformations par fluage.

En première approximation, on peut admettre l'hypothèse du fluage linéaire pour évaluer l'ordre de grandeur des déformations différées dues au fluage. Cette hypothèse conduit dans le cas d'une contrainte constante σ'_b à calculer la déformation finale de fluage ε_{f1} par la formule :

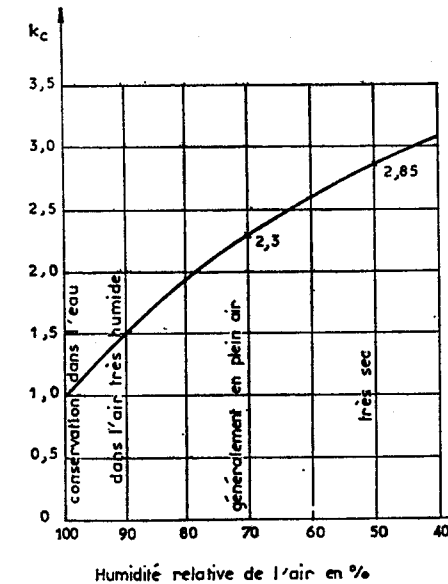
$$\varepsilon_{f1} = \frac{\sigma'_b}{E_{t1}} K_{f1} r(t)$$

dans laquelle E_{t1} est évalué conformément à l'article 5, $r(t)$ est la même fonction du temps que pour le retrait et K_{f1} est le produit des quatre coefficients précisés dans les alinéas qui suivent.

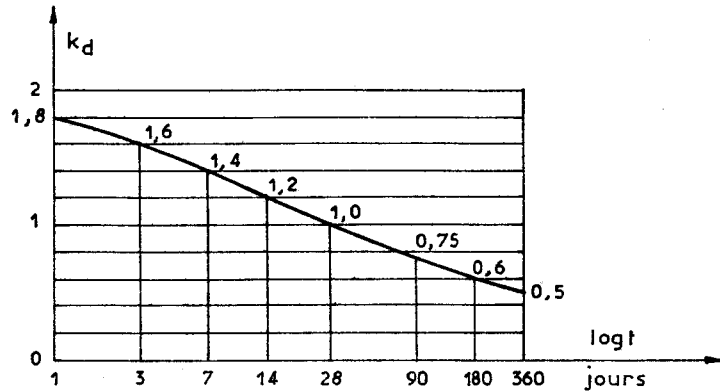
$$K_{f1} = k_b k_c k_a k_s$$

2.1. Le coefficient k_b dépend de la composition du béton; sa valeur est identique à celle donnée pour le retrait (voir ci-dessus en 1.1.).

2.2. Le coefficient k_c dépend des conditions climatiques; il est défini par le diagramme ci-après.



2.3. Le coefficient k_a dépend du durcissement du béton à l'âge de la mise en charge; il est défini par le diagramme ci-après en fonction de l'âge t du béton à la mise en charge.



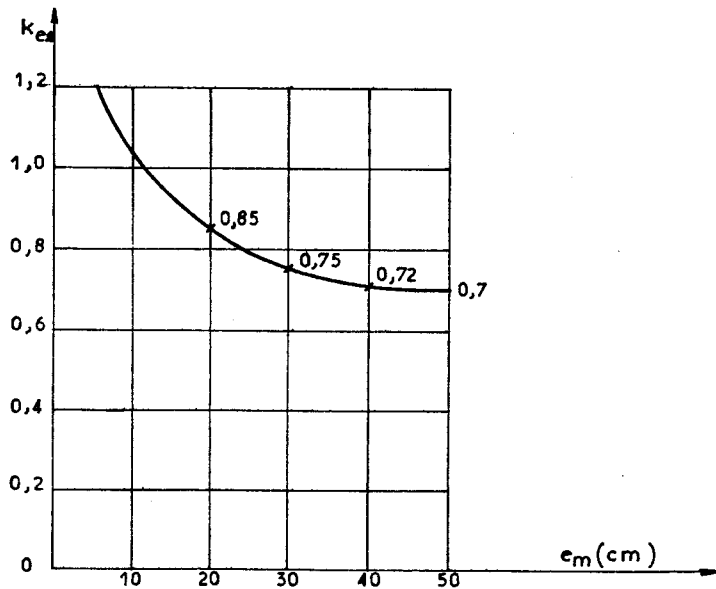
Les valeurs du diagramme correspondent à une température ambiante moyenne de 20 °C; en présence de températures inférieures à cette valeur, il convient de prendre en compte un âge de mise en charge corrigé t_c donné par la formule, valable pour des températures comprises entre - 10 °C et + 20 °C :

$$t_c = \frac{\sum \Delta t (\theta + 10)}{30}$$

dans laquelle :

t_c représente l'âge corrigé de mise en charge exprimé en jours;

Δt représente le nombre de jours pendant lesquels le durcissement s'est fait à la température θ exprimée en degrés centigrades.



2.4. Le coefficient k_{e_2} dépend de l'épaisseur fictive e_m de la pièce définie en 1.3.; il est donné par le diagramme ci-dessus.

2.5. La loi $r(t)$ est la même que pour le retrait, mais en comptant le nombre de jours à partir de l'application de la charge; on considère d'autre part le temps réel, l'évolution du fluage au cours du temps étant moins sensible que celle du retrait à l'influence de la diminution de l'épaisseur fictive de la pièce.

2.6. A un instant donné t compté à partir de l'application des charges, l'influence d'une contrainte σ'_{bj} appliquée à l'instant j et subissant à des instants quelconques tels que i des variations d'intensité $\Delta\sigma'_{bi}$ (en valeur algébrique) peut être prise égale à :

$$\varepsilon_{jt} = k_b k_c k_e \left[\frac{\sigma'_{bj}}{E_j} k_{aj} r(t-j) + \sum \frac{\Delta\sigma'_{bi}}{E_i} k_{ai} r(t-i) \right]$$

expression dans laquelle les modules E_j et E_i sont tous les deux des modules instantanés, les indices i et j se rapportant aux instants désignés plus haut.

ANNEXE II

Diagrammes types déformations. Contraintes des aciers

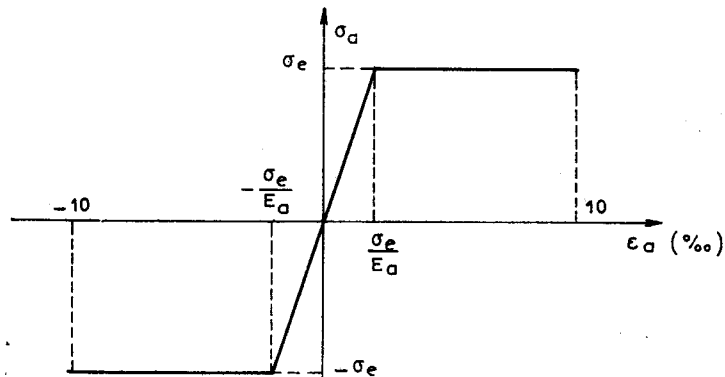
La présente annexe constitue un complément aux articles 9, 10 et 23, 2.

Les diagrammes qui suivent sont tous tracés en portant en abscisse les déformations unitaires ϵ_a et en ordonnées les contraintes σ_a (les tractions étant considérées comme positives); le module d'élasticité E_a est pris égal à 200 000 MPa pour les armatures passives et aux valeurs de l'article 9.1 pour les armatures de précontrainte.

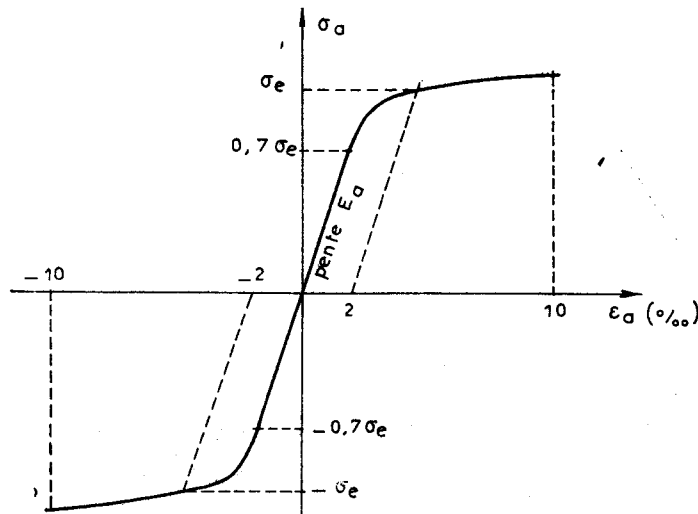
1. Aciers pour armatures passives.

Le caractère mécanique de base de ces aciers est la limite d'élasticité garantie, σ_e .

1.1. Aciers naturels.



1.2. Aciers écrouis.



Ce diagramme, symétrique par rapport à l'origine, comporte une partie droite de pente E_a et des parties courbes ayant pour équations :

pour

$$\sigma_a \geq 0,7 \sigma_e$$

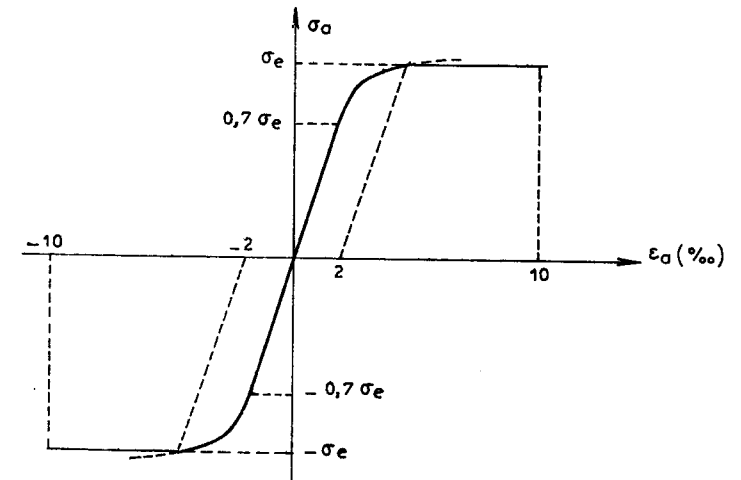
$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} + 0,82 \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_e} - 0,7 \right)^5$$

et pour

$$\sigma_a \leq -0,7 \sigma_e$$

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} + 0,82 \left(\frac{\sigma_a}{\sigma_e} + 0,7 \right)^5$$

1.3. Lorsque la nature de l'acier (naturel ou écroui) est ignorée, il est loisible d'adopter le diagramme ci-dessous qui correspond à la combinaison la plus défavorable des deux diagrammes possibles.

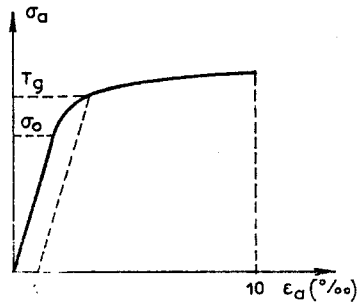


2. Aciers pour armatures de précontrainte.

2.1. Aciers ne présentant pas de palier d'écoulement.

Le caractère mécanique de base est la limite d'élasticité conventionnelle à 0,1 % garantie T_g ; le diagramme est du type ci-dessous avec une partie droite

(de pente E_a) pour $\sigma_a < \sigma_0$ et une partie courbe pour les valeurs supérieures.



En fonction de la nature de l'acier on peut prendre :

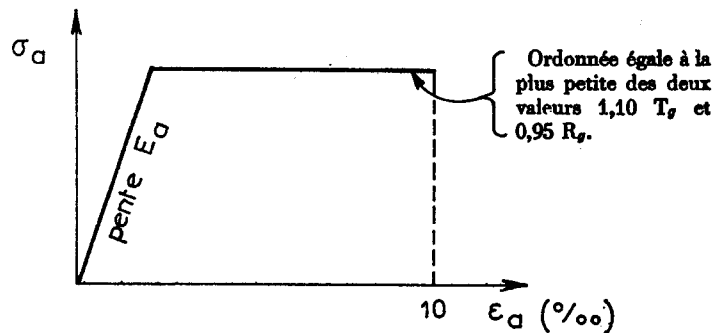
— pour l'acier patenté, tréfilé, vieilli $\sigma_0 = 0,77 T_g$, la partie courbe ayant pour équation :

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} + 1,55 \left(\frac{\sigma_a}{T_g} - 0,77 \right)^5$$

— pour l'acier laminé à chaud, suivi d'une trempe martensitique et d'un revenu $\sigma_0 = 0,927 T_g$ avec comme équation de la partie courbe :

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_a} + 482 \left(\frac{\sigma_a}{T_g} - 0,927 \right)^5$$

Lorsque la nature de l'acier est ignorée on peut utiliser le diagramme ci-dessous à condition que le pourcentage géométrique $\frac{A_p}{B}$ des armatures de précontrainte soit au plus égal à : $0,45 \frac{\sigma'_j}{T_g}$



2.2. Aciers présentant un palier d'écoulement.

On peut adopter pour de tels aciers un diagramme du même type que celui indiqué à la fin de 2.1. avec pour la partie horizontale une ordonnée égale à T_g .

ANNEXE III

Justification, vis-à-vis de l'état ultime, d'une section de poutre soumise à une sollicitation de flexion simple de la part des actions autres que la précontrainte.

1. Généralités.

L'article 16.1 donne les sollicitations à considérer vis-à-vis de l'état ultime; il y apparaît que la précontrainte caractéristique (P_1 ou P_2) est considérée comme une action de calcul* à laquelle on doit appliquer le coefficient $\gamma_{s_3} = 1,2$ pour obtenir la sollicitation de calcul*.

Pour expliciter ce point de vue on considère ci-après une section de poutre soumise à flexion simple de la part des actions autres que la précontrainte; dans tout ce qui suit on suppose confondus les centres de gravité des armatures de précontrainte et des armatures passives tendues; les notations utilisées sont les suivantes :

\mathcal{M} le moment fléchissant de calcul* vis-à-vis de l'état-limite ultime (donc y compris le coefficient $\gamma_{s_3} = 1,2$) pris par rapport au centre de gravité des armatures de précontrainte; il s'agit en fait du moment de flexion simple développé par les actions dites extérieures (autres que la précontrainte) auquel on ajoute (s'il y a lieu) le moment hyperstatique dû à la précontrainte caractéristique considérée.

P , la précontrainte caractéristique (qui peut être P_1 ou P_2), supposée être le seul effort normal agissant sur la section.

F_b et F_a les efforts normaux (en valeur absolue) s'exerçant respectivement sur le béton comprimé et les armatures passives tendues.

ΔP , la surtension des armatures de précontrainte (en valeur absolue) comptée à partir de la précontrainte caractéristique considérée.

z , la distance du point de passage de l'effort F_b au centre de gravité des armatures : on suppose ici confondus les centres de gravité des armatures de précontrainte et des armatures passives tendues.

Dans les conditions qui viennent d'être exposées, les équations exprimant l'équilibre de la section (en flexion composée) sont les suivantes :

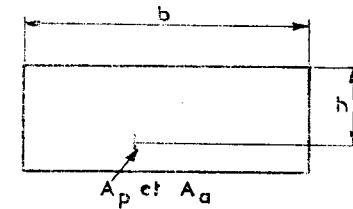
$$\mathcal{M} = F_b z$$

$$1,2P = F_b - F_a - \Delta P$$

Ces équations ne doivent pas être confondues avec celles qui expriment que l'état ultime est atteint; ces dernières sont développées dans le cas de la section rectangulaire.

* Pour la signification de ces termes il convient de se reporter aux articles 1.1.1 et 1.1.2 des Directives communes relatives au calcul des constructions (circulaire n° 71-145 du 13 décembre 1971).

2. Section rectangulaire.



Les notations sont indiquées ci-dessus avec :

A_p = section d'armatures de précontrainte;

A_a = section d'armatures passives.

2.1. Hypothèses et simplifications admises.

Dans ce qui suit, la détermination de l'état ultime est effectuée en utilisant les diagrammes simplifiés suivants :

- pour le béton le diagramme rectangulaire (art. 23.4 *in fine*);
- pour les armatures de précontrainte le diagramme composé de deux droites indiqué à la fin du paragraphe 2.1 de l'annexe II.
- pour les armatures passives le diagramme du paragraphe 1.3 de l'annexe II.

Ces simplifications sont valables dans la mesure où le diagramme des déformations se situe dans l'un des domaines 1 ou 2 (au sens de l'article 23.3), condition effectivement réalisée pour le type de sollicitation envisagé ici. Elles supposent également que les armatures ne soient pas trop surabondantes (sinon la déformation des aciers tomberait en dehors de la partie du diagramme correspondant à une contrainte constante) condition normalement réalisée pour la plupart des ouvrages projetés.

Moyennant ces hypothèses l'état-limite ultime est obtenu lorsque la contrainte des aciers est égale à la contrainte de calcul correspondant à la partie du diagramme parallèle à l'axe des déformations. On est amené à introduire :

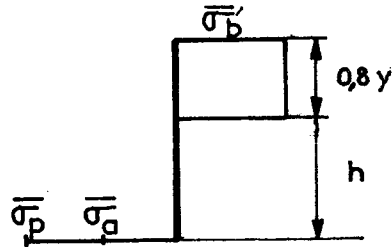
— pour les armatures de précontrainte : $\bar{\sigma}_p$ qui est la plus faible des deux valeurs $\frac{1,1 T_g}{\gamma_{mp}}$ et $\frac{0,95 R_g}{\gamma_{mp}}$ avec $\gamma_{mp} = 1,25$;

— pour les armatures passives : $\bar{\sigma}_a = \frac{\sigma_s}{\gamma_a}$ avec $\gamma_a = 1,1$;

— pour le béton : $\bar{\sigma}'_b = \frac{0,85 \sigma'_j}{k_b \gamma_b}$ (voir article 23.4).

2.2. Sollicitation ultime.

Les équations ci-après expriment l'équilibre de la section ayant atteint l'état-limite ultime. Conformément au deuxième commentaire de l'article 23.1 elles ont été écrites en fixant l'un des deux paramètres par lesquels s'exprime la sollicitation de flexion composée. Ici, c'est l'effort normal ($1,2 P$) qui a été fixé, et par conséquent la comparaison doit porter sur le moment fléchissant (pris par rapport à l'armature tendue pour des raisons de commodité); il n'aurait en revanche pas été légitime de faire porter la comparaison sur l'effort normal, en raison de la forme du domaine limite.



$$\begin{aligned} z &= h - 0,4y \\ F_b &= 0,8yb\bar{\sigma}_b \\ F_a &= A_a\bar{\sigma}_a \\ \Delta P &= A_p\bar{\sigma}_p - P \\ 1,2P &= 0,8yb\bar{\sigma}_b - A_a\bar{\sigma}_a - A_p\bar{\sigma}_p + P \end{aligned}$$

d'où :

$$0,8 \frac{y}{h} = \frac{0,2P + A_a\bar{\sigma}_a + A_p\bar{\sigma}_p}{bh\bar{\sigma}_b} = \omega_{mec} \text{ (pourcentage mécanique)}$$

et le moment ultime admissible correspondant calculé par rapport au centre, de gravité des armatures :

$$\bar{\pi}_{ul} = bh^2 \bar{\sigma}_b \omega_{mec} \left(1 - \frac{\omega_{mec}}{2} \right)$$

La justification à faire se traduit finalement par : $\pi \leq \bar{\pi}_{ul}$

2.3. Remarque.

Le diagramme des déformations n'intervient pas dans le calcul précédent en raison des hypothèses simplificatrices faites sur les diagrammes des aciers. Il est cependant possible de délimiter les domaines 1 et 2 en écrivant que la limite entre ces deux derniers se produit pour un raccourcissement du béton égal à 3,5 ‰ et un allongement de l'acier passif égal à 10 ‰, soit pour :

$$\frac{y}{h} = \frac{3,5}{13,5} = 0,26 \quad \text{d'où } \omega_{mec} = 0,21.$$

On est alors dans le domaine 1 (rupture par l'acier) pour $\omega_{mec} < 0,21$ et dans le domaine 2 (rupture par le béton) pour $\omega_{mec} > 0,21$.

3. Il apparaît sur les équations du paragraphe 2.2 que la précontrainte P intervient dans l'expression du pourcentage mécanique. Cette interaction de la précontrainte avec les données mécaniques de la section conduit à une certaine surévaluation du moment fléchissant ultime admissible. C'est essentiellement pour compenser cet effet que le coefficient γ_{mp} a été porté à 1,25 (au lieu de 1,1 pour les armatures passives).

ANNEXE IV

Zones d'about ou d'appui

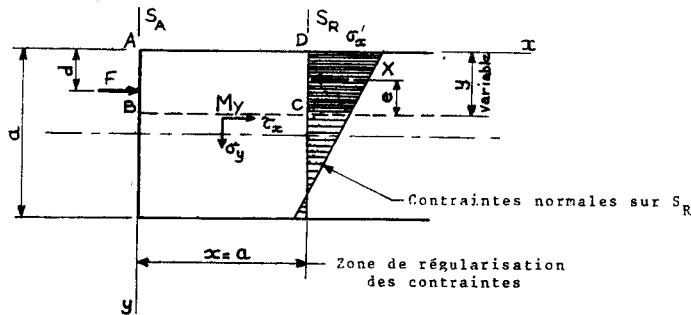
La présente annexe constitue un complément aux commentaires du chapitre VII.

1. Zone d'introduction des forces de précontrainte à l'about (cf. art. 34).

1.1. Zone de régularisation des contraintes : équilibre général.

1.1.1. Force de précontrainte concentrée agissant sur la face d'about parallèlement à l'axe longitudinal de la pièce.

L'extrémité de la pièce correspondant à la zone de régularisation des contraintes est considérée comme une poutre de répartition. L'équilibre général de tout élément de cette zone, isolé par un plan de coupure parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, est obtenu en ajoutant aux efforts appliqués sur ses faces extrêmes S_A et S_R , un effort tranchant V_X (cisaillements « longitudinaux ») et un moment fléchissant M (contraintes « transversales ») appliqués au plan de coupure. Il en résulte, sur ce plan, des contraintes tangentes τ_x et des contraintes normales de flexion σ_y .



$$\begin{aligned} \Sigma_{BC} \tau_x &= V_X \\ \Sigma_y \sigma'_x &= X \end{aligned}$$

L'équilibre de l'élément ABCD conduit aux sollicitations suivantes, sur le plan de coupure BC, parallèle à l'axe longitudinal de la pièce et défini par son ordonnée y :

- effort tranchant : $V_X = F - X$;
- moment fléchissant : $M_Y = F(y - d) - Xe$;
- effort normal nul.

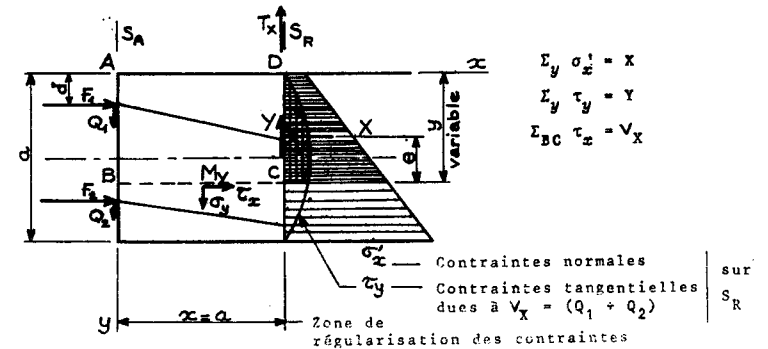
Ces sollicitations varient sur la hauteur de la pièce en fonction de l'ordonnée y du plan de coupure considéré.

Les justifications de stabilité des zones de régularisation des contraintes sont effectuées dans l'état limite d'utilisation correspondant à la phase de mise en œuvre considérée et comportent :

- une évaluation des contraintes du béton, c'est-à-dire des contraintes ci-dessus définies : contrainte tangente τ_x et contrainte de traction σ_y , ainsi que de la contrainte maximale de compression longitudinale σ_x due à l'introduction des forces de précontrainte; la limitation de ces contraintes concourt au dimensionnement des pièces;
- la définition d'un ferrailage convenablement distribué pour pouvoir équilibrer M_Y et V_X .

1.1.2. Forces de précontrainte concentrées agissant sur la face d'about et inclinées sur l'axe longitudinal de la pièce.

Il peut être admis que la longueur de la zone de régularisation des contraintes reste inchangée par rapport au cas où les forces sont parallèles à l'axe longitudinal de la pièce, l'équilibre général de tout élément de cette zone étant étudié comme indiqué ci-dessus. Toutefois, cet équilibre fait intervenir en plus de l'effort tranchant « longitudinal » V_X et du moment « transversal » M_Y appliqués au plan de coupure, un effort normal « transversal » N_Y . Les contraintes normales σ_y résultent alors de M_Y et N_Y .



L'équilibre de l'élément ABCD conduit aux sollicitations suivantes, sur le plan de coupure BC, parallèle à l'axe longitudinal de la pièce et défini par son ordonnée y :

- effort tranchant : $V_X = F_1 - X$;
- moment fléchissant : $M_Y = F_1(y - d) - Xe - (Q_1 + Y) \frac{x}{2}$;
- effort normal : $N_Y = Q_1 - Y$.

Suivant le niveau considéré, N_Y est un effort de compression ou de traction. Lorsque l'inclinaison des forces de précontrainte sur l'axe longitudinal de la pièce est importante, il y a lieu de considérer des plans de coupure BC obliques, les fissures du béton ayant tendance à suivre le tracé des armatures actives.

1.1.3. Forces de précontrainte introduites progressivement.

L'étude de l'équilibre général de la zone de régularisation des contraintes est menée comme indiqué ci-dessus, seule la longueur de cette zone étant éventuellement différente (art. 34.2).

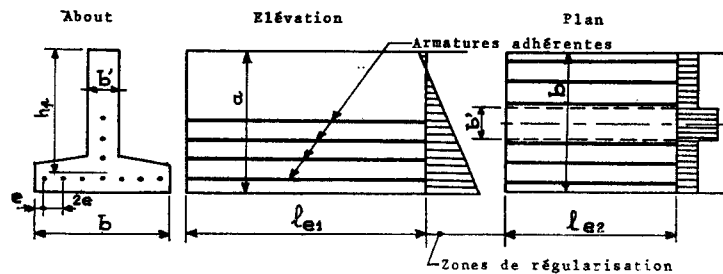
1.1.4. Distribution des forces de précontrainte.

Il est souhaitable d'adapter la distribution des forces de précontrainte au profil des pièces.

L'attention est attirée plus spécialement sur les éléments de constructions à membrures larges dans lesquelles la précontrainte est introduite, au moins en partie. C'est ainsi que, dans l'exemple ci-dessous, la répartition des armatures de précontrainte entre l'âme de la pièce et les débords du talon doit être autant que possible homothétique de la répartition des efforts normaux partiels correspondants, dans la section transversale de la pièce, après diffusion. Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, il y a risque de fendage des ailes du talon à leur enracinement dans l'âme et les armatures de couture latérale sont particulièrement nécessaires.

Le même défaut de distribution des forces de précontrainte, en élévation, risque de conduire au fendage de l'âme de la pièce, au niveau de la fibre supérieure du talon.

Une distribution convenable des armatures de précontrainte permet par ailleurs de réduire la longueur de la zone de régularisation des contraintes (cf. exemple ci-dessous).



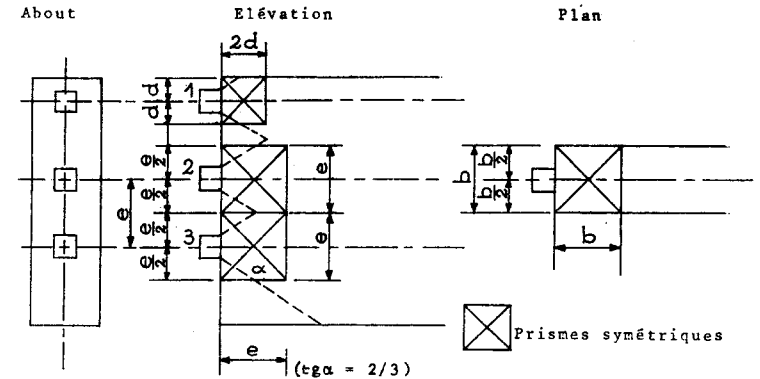
Dans cet exemple, l'homothétie mentionnée plus haut est imparfaite dans la direction verticale, de sorte que $\gamma l_{en} < l_{e1} < \sqrt{(\gamma l_{en})^2 + (h_p)^2}$; dans la direction horizontale en revanche la répartition est assez précise pour permettre d'adopter pour l_{e2} la valeur : $l_{e2} = \sqrt{(\gamma l_{en})^2 + (e)^2}$.

1.2. Zone de première régularisation : prisme symétrique (cf. art. 34.5.2)

Il est admis que la première régularisation des contraintes normales dues à l'épanouissement du faisceau d'efforts issu de chaque organe d'ancrage, au voisinage immédiat de la face d'about de la pièce, intéresse une zone définie par le plus petit prisme droit symétrique qu'il est possible d'associer au corps d'ancrage considéré dans chacun des plans d'étalement des forces de précontrainte.

Le prisme symétrique a pour hauteur, perpendiculairement à la ligne d'action de la force de précontrainte, le double de la plus petite des deux dimensions suivantes : la distance de la force au parement de béton le plus proche ou le

demi-intervalle séparant le corps d'ancrage considéré du voisin. La dimension du prisme, dans le sens de l'effort, est égale à sa hauteur.



Lorsque la distribution des forces de précontrainte est parfaitement adaptée à la répartition des contraintes normales après diffusion, la longueur de la zone de régularisation des contraintes se réduit pratiquement à la plus grande dimension des diverses zones de première régularisation (cf. art. 34.1. Commentaire***)

1.3. Dispositions applicables en cas de post-tension (cf. art. 34.5).

1.3.1. Dimensionnement des pièces : contraintes limites du béton.

a. Contrainte de compression.

Se reporter à l'article 34.5.1.

b. Contrainte de traction et contrainte tangente.

L'évaluation de ces contraintes, qui est surtout nécessaire dans le cas de structures minces équipées d'unités de précontrainte relativement puissantes et écartées, résulte de la considération de l'équilibre général de la zone de régularisation des contraintes normales examiné en 1.1 ci-dessus.

A défaut d'une méthode de calcul plus élaborée, les vérifications suivantes peuvent être faites :

b.1. Évaluation des sollicitations les plus défavorables en fonction du niveau y du plan de coupe et en tenant compte éventuellement d'un écrêtement des sollicitations maximales dû aux effets de la première régularisation des forces de précontrainte (cf. 1.2) sous réserve que les frettages nécessaires soient mis en place; soit, pour des forces de précontrainte parallèles à l'axe longitudinal de la pièce ou peu inclinées sur celui-ci :

- moment « transversal » maximal M_y ;
- effort tranchant « longitudinal » maximal $V_{x_{max}}$.

b.2. Conventionnellement, il est admis que les contraintes maximales du béton, sous les effets considérés, sont les suivantes, si la section de la pièce dans

le plan de coupure est rectangulaire et de largeur b , l'adaptation à faire subir à ces expressions étant évidente pour les autres cas :

- Contrainte de traction : $\sigma_{y\max} = \frac{6M_{Y\max}}{bx^2}$
- Contrainte tangente : $\tau_{x\max} = \frac{2V_{X\max}}{bx}$

avec $x = a$, hauteur de la section de la pièce dans le plan de diffusion considéré.

Dans le cas de forces de précontrainte obliques, c'est évidemment la superposition la plus défavorable du moment fléchissant et de l'effort normal « transversaux » qui doit être considérée afin d'obtenir la contrainte de traction maximale :

$$\sigma_{y\max} = \text{Max} \left(\frac{6M_Y}{bx^2} + \frac{N_Y}{bx} \right)$$

b.3. Il paraît raisonnable, dans les cas courants, de limiter ces contraintes de la manière suivante :

σ_y est limité à $0,5 \sigma_j$ dans le genre I, à σ_j dans le genre II_a, à $1,3 \sigma_j$ dans le genre II_b et à $1,6 \sigma_j$ dans le genre III.

τ_x est cumulée, dans la mesure où leurs effets s'ajoutent, à la contrainte tangente τ due à l'effort tanchant réduit à l'about de la pièce, la valeur considérée étant la plus défavorable, vis-à-vis de ce cumul, pour tous les états de l'ouvrage, dans les phases de la construction et en service. τ est calculée comme indiqué à l'article 27.3.

Ce cumul des valeurs extrêmes des deux contraintes tangentes est du côté de la sécurité. Il peut être justifié de rechercher le niveau du plan de coupure où la contrainte tangente résultante est maximale.

Par contre, lorsque les effets de ces deux types de sollicitations se retranchent pour tous les états de la construction, c'est la valeur τ_x qui est seule considérée ici.

La contrainte tangente résultante est limitée à $1,25 \sigma_j$ lorsque les armatures passives transversales sont disposées normalement au plan de coupure. Une valeur plus élevée peut être admise lorsque ces armatures passives sont inclinées dans une direction favorable.

Dans le cas où des armatures de précontrainte transversales traversent le plan de coupure, la contrainte normale de compression qui en résulte peut être soustraite de la valeur maximale de la contrainte tangente.

1.3.2. Frettages et armatures.

a. Efforts d'équilibre général.

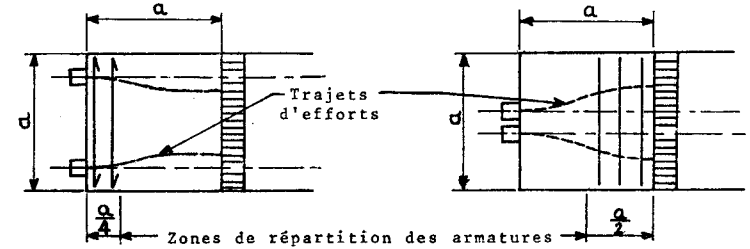
La double vérification suivante doit être faite :

a.1. Le ferrailage transversal doit pouvoir équilibrer le moment $M_{Y\max}$ défini en 1.3.1 b, le bras de levier du couple résistant étant pris égal conventionnellement à $\frac{a}{2}$.

La méthode de calcul utilisée permet de déterminer l'emplacement des armatures passives transversales à mettre en place, soit vers l'about, soit dans la masse de la pièce. Dans le premier cas, elles doivent être réparties sur une

longueur de l'ordre de $\frac{a}{4}$ à partir de l'about et, dans le second cas, sur une

longueur de l'ordre de $\frac{a}{2}$ à l'extrémité opposée de la zone de régularisation.



Les armatures transversales doivent régner sur toute la hauteur de la pièce et être convenablement ancrées vis à vis de l'effet recherché.

La méthode de calcul indiquée permet de déterminer, pour le sens de diffusion considéré, la section totale d'armatures transversales nécessaires, à répartir sur l'épaisseur de la pièce mesurée perpendiculairement au plan d'étalement. Toutefois, compte tenu du Commentaire de l'article 34.3 (dernier alinéa), cette répartition peut être éventuellement non uniforme, les armatures étant resserrées dans les zones où l'étude de la diffusion dans le second plan d'étalement fait apparaître les concentrations d'efforts.

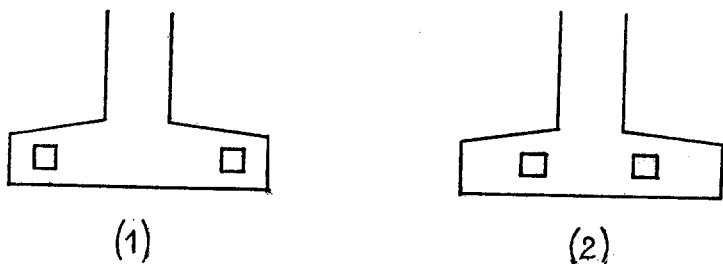
a. 2. Les armatures transversales régnant dans la zone de régularisation doivent satisfaire globalement à la règle des coutures définie à l'article 33, l'effort tangent total à considérer étant écrêté à la valeur suivante :

$$V_{X\max} \left[1 - \left(\frac{\sigma_j}{3 \tau_{x\max}} \right)^2 \right]$$

La vérification doit porter sur la résultante des contraintes tangentes (avec écrêtement) qui affectent le plan de coupure et non sur ces contraintes elles-mêmes. Toutefois, lorsque la contrainte tangente maximale est inférieure à $\frac{\sigma_j}{3}$, aucune armature n'est nécessaire pour la sollicitation considérée.

Lorsque la section d'armatures transversales ainsi calculée est inférieure à celle résultant de la vérification précédente, aucun renforcement d'armature n'est nécessaire. Dans le cas contraire, des armatures transversales complémentaires, de même façonnage, doivent être mises en place pour satisfaire à cette seconde vérification. Elles sont uniformément réparties sur une longueur égale à $\frac{a}{2}$ à partir de l'about de la pièce.

On peut considérer, à titre d'exemple, les deux cas suivants :



Dans les deux cas, les efforts tranchants longitudinaux $V_{y\max}$ sont les mêmes, alors que les moments transversaux $M_{y\max}$ sont très différents. Dans le second cas, les armatures résultant de la vérification σ_1 ci-dessus peuvent être insuffisantes pour assurer la couture de la membrure à l'âme de la pièce.

b. Efforts d'éclatement.

Dans la zone de première régularisation des contraintes, sous chaque organe d'ancrage, la contrainte d'éclatement maximale, sur la ligne d'action de la force de précontrainte, est égale à :

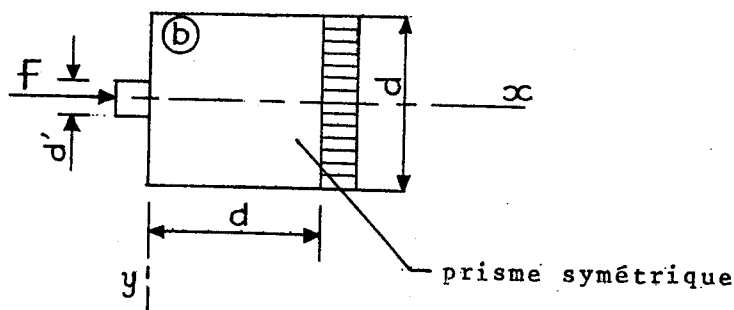
$$\sigma_y = 0,5 (1 - \delta) \frac{F}{db}$$

F étant la force de précontrainte;

d le côté du prisme symétrique;

b l'épaisseur de la pièce dans le sens perpendiculaire au plan de diffusion;

δ le rapport d'étalement, égal à $\frac{d'}{d}$, d' étant la dimension moyenne de l'organe d'ancrage dans le plan de diffusion.



La résultante des contraintes d'éclatement est égale à :

$$R = 0,25 (1 - \delta) F$$

Lorsque σ_y reste inférieur à $\frac{\sigma_1}{3}$, aucune armature n'est nécessaire pour la sollicitation considérée.

Dans le cas contraire, des frettages convenablement disposés doivent être mis en place, afin d'équilibrer un effort transversal égal à $\frac{1}{k} R$, le coefficient k ayant les valeurs suivantes en fonction de la distribution des corps d'ancrages à l'about de la pièce :

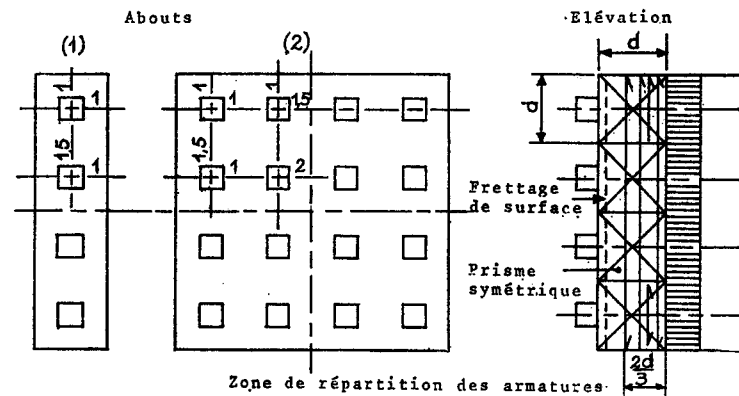
- Cas où les ancrages sont répartis dans une seule direction : $k = 1,5$.
- Cas où les ancrages sont répartis dans deux directions : $k = 2,0$.

Toutefois, dans les deux cas, k est réduit à 1,0 pour les corps d'ancrage implantés sur la périphérie de la pièce.

La gravité des conséquences de la défaillance du béton sous un organe d'ancrage est en effet fonction de la géométrie de l'about de la pièce et des conditions de groupement des corps d'ancrage. Dans la masse de la pièce, il est possible de tenir compte, en cas de défaillance locale du béton, de l'assistance des zones voisines. Au contraire, pour un corps d'ancrage isolé ou pour les corps d'ancrage implantés au voisinage des parements de la pièce, il n'y a aucune possibilité de rattrapage.

La valeur $k = 1$ correspondant au cas d'un corps d'ancrage isolé, les valeurs $k = 1,5$ et $k = 2,0$ sont justifiées, respectivement, par des analogies de poutre continue et de plaque.

On peut considérer, à titre d'exemple, les cas suivants :



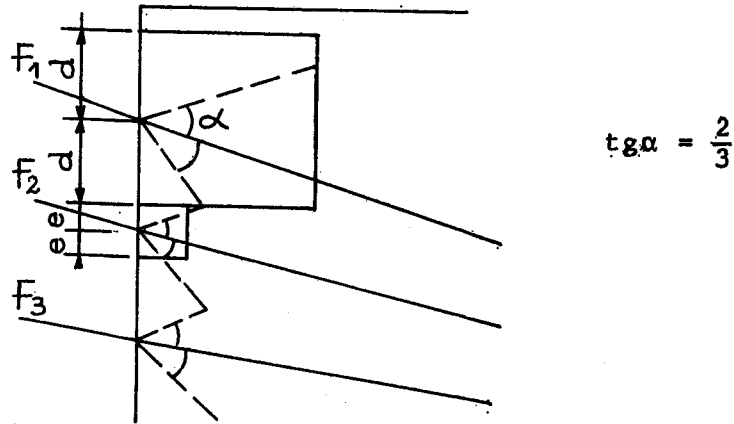
Les valeurs des coefficients k diffèrent donc dans ces exemples en fonction de l'implantation des corps d'ancrage et du sens de diffusion considéré.

Les frettages doivent être répartis sur une longueur égale aux deux tiers de la hauteur du prisme symétrique, à l'opposé de la face d'about de la pièce.

Dans le cas de groupements de corps d'ancrage, ces frettages doivent être continus sur toute la hauteur de la section comme indiqué sur le schéma ci-dessus.

Les armatures ainsi définies ne doivent être cumulées avec celles résultant de la considération de l'équilibre général, que lorsqu'elles ne sont pas implantées dans les mêmes zones. Dans le cas contraire, c'est la section maximale d'armatures correspondant aux deux vérifications qui doit être mise en place.

Lorsque les forces de précontrainte sont obliques, la détermination des prismes symétriques associés aux corps d'ancrage peut être effectuée comme suit :

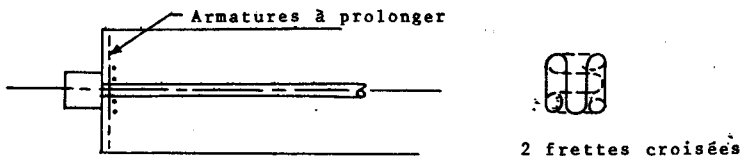


Dans ce cas, notamment pour des inclinaisons importantes des armatures de précontrainte sur l'axe longitudinal de la pièce, les efforts d'éclatement peuvent être évalués comme indiqué en 1.1.1 et 1.1.2 ci-dessus, en tenant compte des effets de ces inclinaisons.

c. Efforts de surface.

Se reporter à l'article 34.5.2 c.

Exemple d'adaptation des frettages définis dans l'agrément d'un procédé de précontrainte à la géométrie de la pièce :



Dans le cas de groupements de corps d'ancrage, les frettages doivent être continus sur toute la hauteur de la section, comme indiqué au paragraphe précédent.

d. Autres efforts.

Se reporter à l'article 34.5.2. d.

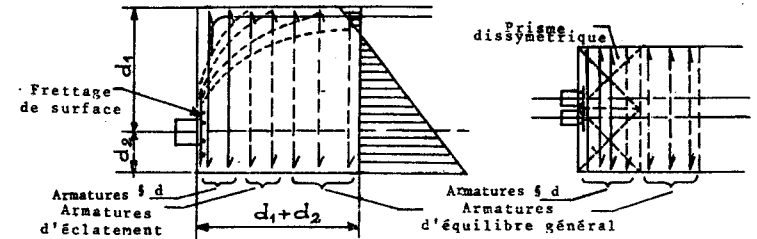
Lorsqu'il est possible d'associer à un corps d'ancrage un prisme dissymétrique, limité, soit par les parements latéraux de la pièce, soit par l'un d'eux et le plan passant à mi-distance entre l'ancrage considéré et le voisin, des frettages doivent être disposés, à proximité de la face d'about de la pièce, pour équilibrer un effort égal à :

$$0,20 \left(\frac{d_1 - d_2}{d_1 + d_2} \right)^2 F$$

F étant la force de précontrainte;

d_1 et d_2 les distances respectives de la ligne d'action de cette force aux deux parements latéraux limitant le prisme.

De telles armatures sont nécessaires, par exemple, dans le cas suivant, la formule donnée pouvant également être utilisée pour l'évaluation des efforts résultant d'excentricités temporaires, au cours de la mise en précontrainte :

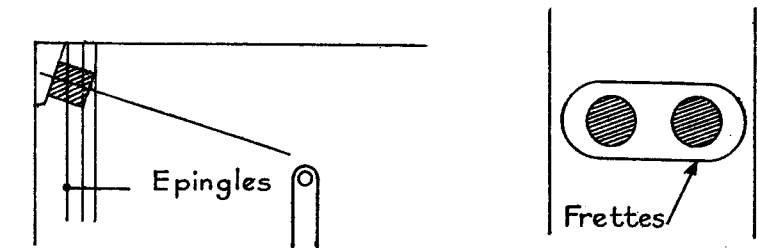


Ces armatures doivent être cumulées avec les frettages de surface et, éventuellement, les armatures assurant la résistance aux efforts d'équilibre général et aux efforts d'éclatement lorsque celles-ci sont implantées dans des zones différentes ou sont de section insuffisante, le cumul n'étant que partiel dans ce dernier cas.

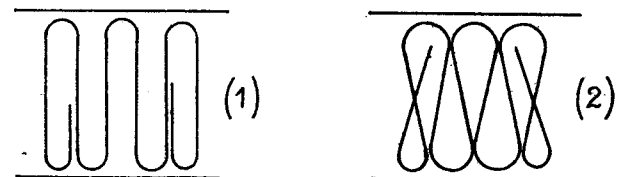
1.3.3. Dispositions constructives.

Se reporter à l'article 34.5.3

On peut considérer, à titre d'exemple, les façonnages d'armatures suivants :
Armatures de couture des organes d'ancrage à la masse du béton :



- Frettages :



La frette (2) est plus efficace que la frette (1) car elle enserre mieux le béton sur les bords de la pièce.

1.4. Dispositions applicables en cas de pré-tension (cf. art. 34,6).

1.4.1. Dimensionnement des pièces : contraintes limites du béton.

a. Contrainte de compression (cf. art. 34.6.1).

L'étude de la variation des contraintes de compression longitudinales sur la longueur de la zone de régularisation des contraintes peut être faite en supposant que la précontrainte est transmise au béton par un certain nombre d'ancrages virtuels répartis sur la longueur de scellement. Par mesure de simplification, les hypothèses suivantes peuvent être admises : loi de variation de la tension de l'armature de précontrainte linéaire (liaison par simple frottement),

l'effort total de précontrainte étant atteint à la distance $\frac{0,8 l_{en}}{2}$ de l'about (le coefficient 0,8 remplaçant ici le γ_1); longueur d'établissement pour chacun

des n efforts de précontrainte partiels égale à $\frac{0,8 l_{en}}{2n} + a$, a étant la hauteur de la pièce dans le plan de diffusion considéré; variation de la contrainte longitudinale de compression du béton linéaire sur cette longueur d'établissement.

L'effort normal passe partie en compression dans la zone de la pièce située directement à son aplomb et partie en cisaillement de transfert pour diffusion dans les zones voisines. Lorsque la longueur de scellement des armatures de précontrainte est faible, il peut être nécessaire de rechercher dans quelles conditions l'équilibre s'établit, c'est-à-dire de rechercher le maximum des contraintes de compression locales dans le béton (cf. Commentaire **).

Il y aurait toutefois lieu, en toute rigueur, de tenir compte par itération, dans l'évaluation des actions dues à la précontrainte dans chaque section, des pertes de tension par déformations instantanées du béton qui prennent une importance particulière dans ce cas. En raison de ce phénomène favorable, il apparaît que la vérification considérée n'est pas nécessaire pour les constructions courantes convenablement dimensionnées.

b. Contrainte de traction et contrainte tangente.

Les justifications sont menées conformément aux indications données en 1.3.1 b ci-dessus, la longueur de la zone de régularisation des contraintes étant celle définie à l'article 34.2.

1.4.2. Frettages et armatures (cf. art. 34.6.2),

a. Efforts d'équilibre général.

La détermination des armatures passives nécessaires pour assurer la résistance de la pièce à ces sollicitations est effectuée conformément aux indications données en 1.3.2 a ci-dessus.

b. Efforts d'éclatement.

Se reporter à l'article 34.6.2 b.

2. Zones d'appui simple d'about.

L'article 35 prescrit, pour ce qui concerne les dispositions d'armatures de précontrainte et, éventuellement, d'armatures passives de complément à

prévoir dans les zones d'appui simple d'about des pièces, une double vérification :

- équilibre de la bielle d'effort tranchant;
- équilibre du coin inférieur.

Bien que les armatures nécessaires pour l'un de ces équilibres puissent également concourir à l'autre, les deux vérifications sont indépendantes.

Dans la pratique, on procède dans l'ordre indiqué ci-dessus :

— on s'attache donc tout d'abord à assurer l'équilibre de la bielle d'effort tranchant, de préférence par les seules armatures de précontrainte; celles nécessaires pour cet équilibre sont implantées, dans la mesure du possible, à faible distance au-dessus de l'appui, et leurs organes d'ancrage disposés au-delà de celui-ci;

— on vérifie ensuite l'équilibre du coin inférieur qui peut nécessiter la mise en place d'armatures passives de complément, lorsque certains impératifs particuliers ne permettent pas de satisfaire simultanément aux deux conditions d'équilibre par les seules dispositions d'armatures relatives à la première vérification. Il peut s'agir, par exemple, de dispositions de coffrage imposées, notamment une très faible distance entre la face d'about de la pièce et le nu « intérieur » de l'appui (voir figure suivante); de l'emploi d'unités de précontrainte importantes utilisées en faible nombre; etc.

Les efforts à faire intervenir dans les deux vérifications d'équilibre peuvent être éventuellement différents :

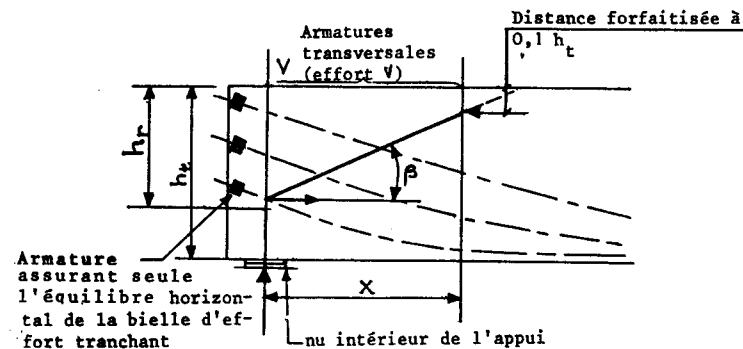
— pour l'équilibre de la bielle d'effort tranchant, on peut substituer à la composante verticale de la réaction d'appui (sa composante horizontale est à considérer dans tous les cas) l'effort tranchant réduit, dans la mesure où les armatures de précontrainte sont ancrées à une distance suffisante au-delà de l'appui;

— pour l'équilibre du coin inférieur, c'est la réaction d'appui qu'il y a lieu de considérer dans tous les cas, avec son inclinaison éventuelle.

2.1. Equilibre de la bielle d'effort tranchant.

En complément aux indications de l'article 35.2 l'attention est attirée sur les deux cas suivants :

a. Cas où l'armature assurant l'équilibre de la bielle d'effort tranchant est implantée à une distance importante au-dessus de l'appui :



Les armatures transversales susceptibles d'équilibrer l'effort tranchant maximal V à l'appui doivent être réparties sur la longueur x résultant du tracé de la bielle d'effort tranchant d'inclinaison β , tracé obtenu en considérant une hauteur de section réduite h_r : cette longueur x est donc inférieure à la longueur $0,8 h_r \cotg \beta$, sur laquelle les mêmes armatures transversales seraient à répartir si l'armature de précontrainte assurant l'équilibre de la bielle d'effort tranchant était implantée à faible distance au-dessus de l'appui.

Lorsque l'équilibre de la bielle d'effort tranchant est assuré par des armatures implantées à plusieurs niveaux, il est possible de considérer une bielle moyenne.

Pour l'appréciation de l'inclinaison β , il y a lieu de tenir compte notamment de l'article 30.1 et en particulier du commentaire**.

b. Cas d'une pièce précontrainte par pré-tension, dans laquelle l'équilibre horizontal de la bielle d'effort tranchant ne peut être assuré par les seules armatures de précontrainte, l'effort F à ancrer au-delà de l'appui étant supérieur à $\frac{F_a}{2}$ (se reporter à l'article 35.2.2) :

Des armatures passives de complément sont donc nécessaires, mais il n'est pas admissible de déterminer leur section pour équilibrer l'effort $F - \frac{F_a}{2}$. En effet, les scellements des armatures passives et de précontrainte sont mobilisés par des mécanismes différents (en particulier à partir des extrémités opposées des scellements) dont le fonctionnement ne peut pas être parallèle.

Dans ces conditions, on peut admettre que l'effort total à ancrer F est équilibré par l'ensemble des armatures passives et de précontrainte considérées comme armatures de béton armé, leur scellement étant vérifié en tenant compte de la plus faible valeur des coefficients de scellement relatifs à ces deux types d'armatures.

L'attention est attirée, cependant, sur le fait qu'un tel fonctionnement implique un établissement de la précontrainte à partir de l'about, plus lent que selon l'article 34.2. Il peut y avoir lieu, dans certains cas particuliers, d'examiner les répercussions que ce fait peut avoir sur la tenue des pièces intéressées, sur une certaine longueur à partir de leur about.

Par ailleurs, lorsqu'une pièce préfabriquée est prolongée dans la construction définitive par un élément de béton coulé en place, les armatures passives et de précontrainte peuvent être laissées en attente à la préfabrication, avec façonnage éventuel, et leur scellement est alors obtenu, au moins en partie, dans le béton de seconde phase.

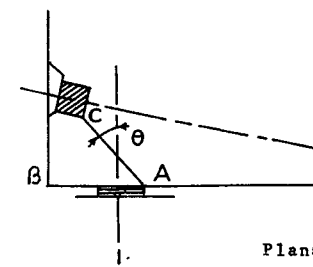
2.2. Equilibre du coin inférieur (cf. art. 35,4).

2.2.1. Détermination des plans de rupture les plus probables.

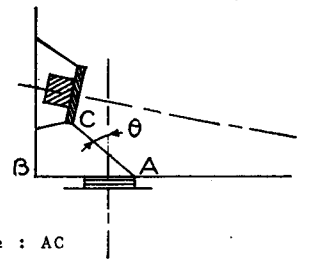
a. Lorsque les armatures de précontrainte du premier cours, le plus proche de l'appui, fournissent un effort suffisant pour équilibrer la bielle d'effort tranchant, la ligne de rupture la plus probable, pour laquelle la vérification

définie en 2.2.2 ci-après doit être faite, est la droite joignant le nu intérieur de l'appui à l'angle inférieur avant des corps d'ancrage.

Corps d'ancrage noyé

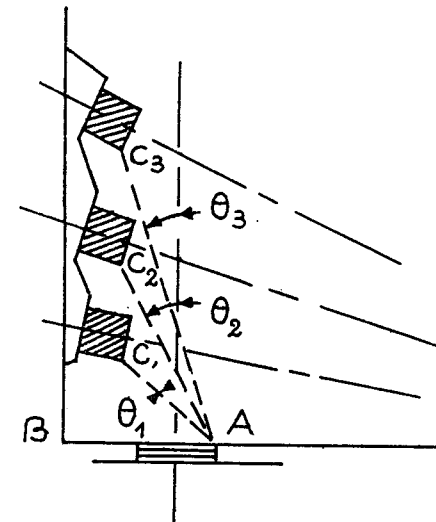


Corps d'ancrage extérieur (avec plaque de répartition)



Plans de rupture : AC

b. Lorsque la bielle d'effort tranchant est équilibrée par des armatures de précontrainte disposées selon plusieurs cours, il y a lieu de considérer successivement toutes les lignes de rupture possibles joignant le nu intérieur de l'appui à l'angle inférieur avant des corps d'ancrage de chacun des cours intéressés.



L'étude de l'équilibre des divers coins inférieurs considérés est menée en tenant compte des forces de précontrainte intéressant chaque plan de rupture. La section d'armatures passives à prévoir est la section maximale résultant de ces vérifications successives.

2.2.2. Détermination des armatures de couture.

Les efforts auxquels est soumis un coin inférieur étant, conformément au chapitre 7, évalués sous sollicitations d'utilisation, la détermination des arma-

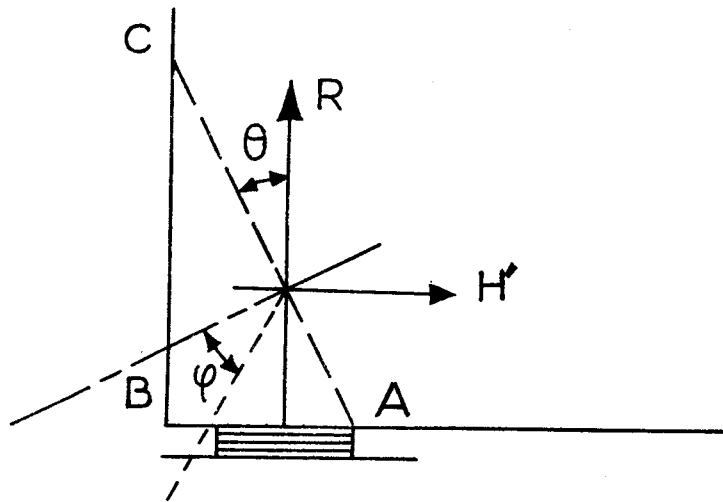
tures correspondantes peut être faite, non pas en application de l'article 31, mais comme indiqué ci-après.

a. Les armatures qui assurent la couture des plans suivant lesquels la fissuration de la pièce est la plus probable doivent être capables d'équilibrer un effort horizontal H' tel que la direction de la résultante de R et H' fasse avec la normale au plan de rupture AC un angle au plus égal à φ ; soit $H' \geq \lambda R$, R désignant la réaction d'appui verticale maximale (H' est à majorer éventuellement de la composante horizontale H de la réaction d'appui lorsqu'elle concourt à l'arrachement du coin inférieur); avec :

$$\lambda = \frac{\cotg \varphi - \tg \theta}{1 + \tg \theta \cdot \cotg \varphi}$$

θ désignant l'inclinaison sur la verticale du plan de rupture considéré; et φ l'angle de frottement interne du béton, pris, ici, par mesure de sécurité égal à $\text{Arctg } 2/3$; d'où :

$$\lambda = \frac{1,5 - \tg \theta}{1 + 1,5 \tg \theta}$$



Lorsqu'une pièce précontrainte est liée, à son extrémité, à un poteau en béton armé dont les armatures verticales traversent le plan de rupture le plus probable et sont convenablement ancrées au-delà dans la masse du béton comprimé, il est possible de tenir compte de ces armatures pour assurer partiellement la couture du coin inférieur.

b. Lorsque la vérification ci-dessus conduit à $\lambda = 0$, des armatures passives de complément doivent être mises en place

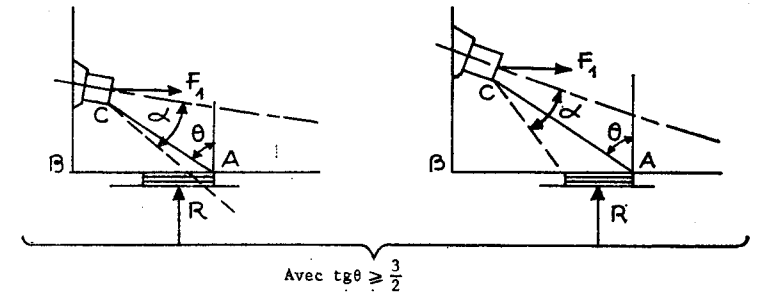
Il y a lieu de les déterminer, dans les cas courants, selon que le flux de précontrainte d'ouverture 2α (tel que $\tg \alpha = \frac{2}{3}$ conformément à l'article 20) couvre plus ou moins la surface de l'appui, de manière qu'elles équilibrent un effort H' :

- égal au moins à $0,20 R$ quand la surface d'appui reste entièrement en dehors du flux de précontrainte;
- égal au moins à $0,04 R$ quand la surface d'appui est entièrement à l'intérieur du flux de précontrainte;
- obtenu par interpolation entre ces deux valeurs, dans les cas intermédiaires :

Ci-dessous H' est légèrement inférieur à $0,20 R$

Ci-dessous $H' = 0,04 R$

(Composantes horizontales en sus).



ANNEXE V

Efforts internes en un point quelconque d'une dalle dans les diverses directions

La présente Annexe constitue un complément au premier commentaire de l'article 36.2 et à celui de l'article 43.

1. Les tenseurs de compression et de flexion.

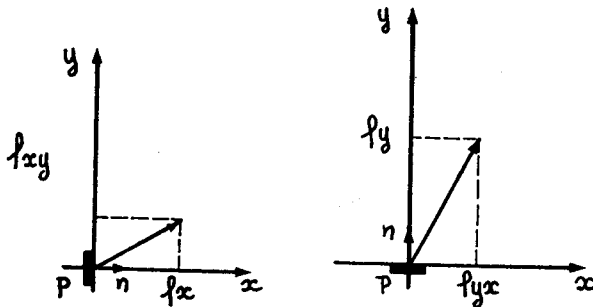
Étant donné une section verticale de dalle de largeur unité, désignons par n la normale, $\bar{\varphi}$ la résultante générale des contraintes et \bar{m} le moment résultant des contraintes.

La transformation qui fait correspondre n à $\bar{\varphi}$ est linéaire :

$$\bar{\varphi} = \bar{F} \cdot n$$

Cette correspondance est indépendante du référentiel; \bar{F} est donc un tenseur du deuxième ordre.

Étant donné un référentiel xPy situé dans le plan moyen de la dalle, désignons respectivement par $(\varphi_x, \varphi_{xy})$ et $(\varphi_{yx}, \varphi_y)$ les composantes de $\bar{\varphi}$ selon le même référentiel xPy , relatives aux sections admettant pour normale respectivement Px et Py .



On démontre que $\varphi_{yx} = \varphi_{xy}$. Le tenseur F est donc symétrique.

Les composantes de \bar{F} s'expriment directement en fonction des composantes précédentes.

$$\bar{F} = \begin{vmatrix} \varphi_x & \varphi_{xy} \\ \varphi_{xy} & \varphi_y \end{vmatrix}$$

La transformation qui fait correspondre n à \bar{m} est également linéaire, et les composantes du tenseur \bar{M} s'expriment pareillement en fonction des composantes de \bar{m} relatives aux sections admettant pour normale Px et Py .

$$\bar{M} = \begin{vmatrix} m_x & m_{xy} \\ m_{xy} & m_y \end{vmatrix}$$

Tout ce qui suit, concernant le tenseur de flexion \bar{M} , s'applique également *mutandis mutatis*, au tenseur de compression \bar{F} ; les termes rectangles φ_{xy} représentent des efforts tranchants horizontaux.

Le tenseur \bar{M} étant symétrique, il existe deux directions ψ et $\psi + \frac{\pi}{2}$, dites directions principales de flexion, pour lesquelles le terme rectangle m_{xy} est nul. Les autres composantes, notées m_x et m_y , sont dites de flexion principale, parce qu'elles correspondent aux valeurs extrêmes de m_x et m_y .

Les formules de changement d'axes d'un tenseur de deuxième ordre, tel que \bar{M} , dans un espace de 2 dimensions, qui permettent de passer des composantes de \bar{M} dans le système xPy à celles de \bar{M} dans le système $x'Py'$ déduit du précédent par une rotation de θ autour de Px , sont :

$$(1) \begin{cases} m_{x'} = m_x \cos^2 \theta + m_y \sin^2 \theta + 2m_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ m_{y'} = m_x \sin^2 \theta + m_y \cos^2 \theta - 2m_{xy} \sin \theta \cos \theta \\ m_{x'y'} = (m_y - m_x) \sin \theta \cos \theta + m_{xy}(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \end{cases}$$

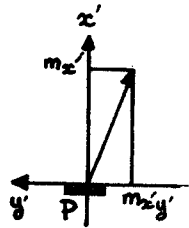
En pratique, ces formules permettent d'évaluer des composantes du moment de flexion $m_{x'}$ et $m_{y'}$ d'une section inclinée à θ sur Px à partir des efforts qui s'exercent sur les deux seules sections de référence.

Les formules qui permettent d'exprimer les directions principales et les valeurs principales du tenseur \bar{M} en fonction des composantes dans le référentiel xPy sont :

$$(2) \begin{cases} \psi = \frac{1}{2} \text{Arc tg} \left(\frac{2m_{xy}}{m_x - m_y} \right) + k \frac{\pi}{2} \\ m_x = m_x \cos^2 \psi + m_y \sin^2 \psi + 2m_{xy} \sin \psi \cos \psi \\ m_y = m_x \sin^2 \psi + m_y \cos^2 \psi - 2m_{xy} \sin \psi \cos \psi \end{cases}$$

En pratique, les formules (2) permettent d'obtenir les directions principales de flexion et les flexions principales, à partir des moments qui s'exercent sur deux sections perpendiculaires quelconques. D'autre part les formules (1) permettent l'opération inverse et se simplifient en ce cas, m_{xy} devenant alors nul.

On peut vérifier aisément que : $m_{x'} + m_{y'} = m_x + m_y = m_x$ et $m_{x'}$ et $m_{y'}$ quels que soient les référentiels xPy et $x'Py'$; leur valeur commune représente le premier invariant du tenseur \bar{M} .



— si dans la 3^e formule de changement d'axes on fait $\theta = \frac{\pi}{2}$ il vient $m_{x'y'} = -m_{xy}$ (et non pas $+m_{xy}$); le changement de signe tient au changement de référentiel; on le constate en particulier dans le cas courant où on attache le référentiel à la section étudiée, c'est-à-dire lorsqu'au lieu de rapporter les composantes à un référentiel fixe, on adopte pour axes des abscisses la « normale sortante » à la section étudiée.

2. Le vecteur d'effort tranchant.

Soient v_x et v_y les efforts tranchants sur deux sections de référence orthogonales P_x et P_y . ν désignant le coefficient de Poisson, on démontre que :

$$v_x = \frac{1}{1 + \nu} \frac{\partial}{\partial x} (m_x + m_y) = \frac{1}{1 + \nu} \frac{\partial}{\partial x} (m_X + m_Y)$$

$$v_y = \frac{1}{1 + \nu} \frac{\partial}{\partial y} (m_x + m_y) = \frac{1}{1 + \nu} \frac{\partial}{\partial y} (m_X + m_Y)$$

Il en résulte que :

- a. v_x et v_y sont les composantes d'un vecteur \hat{V} ;
- b. Ce vecteur, qui ne s'identifie pas avec la résultante des contraintes de cisaillement, est situé dans le plan horizontal de référence P_{xy} ;
- c. Il est le gradient de $\frac{m_x + m_y}{1 + \nu}$

Ce vecteur \hat{V} définit l'état d'effort tranchant au point P. L'effort tranchant t qui s'exerce sur une quelconque section verticale de largeur unité, a pour valeur algébrique la mesure de la projection du vecteur \hat{V} sur la normale à la section.

C'est donc la section perpendiculaire au vecteur \hat{V} qui supporte l'effort tranchant maximal au point considéré; cet effort tranchant, dit « effort tranchant principal », a pour grandeur la mesure du vecteur \hat{V} ; une section parallèle au vecteur \hat{V} supporte en revanche un effort tranchant nul.

L'équation fondamentale de l'équilibre des plaques minces étant :

$$\frac{1}{1 + \nu} \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (m_X + m_Y) + q = 0 \quad \text{où } q \text{ désigne la densité de charge}$$

sur la plaque, il en résulte que le flux des vecteurs \hat{V} sur la dalle est conservatif entre les charges appliquées.

ANNEXE VI

Calcul des sollicitations dans les hourdis et justifications de ceux-ci

La présente annexe constitue un complément aux commentaires des articles 36.1, 37.3, 38.2 et 45.1 (chapitre VIII).

1. Domaine d'application.

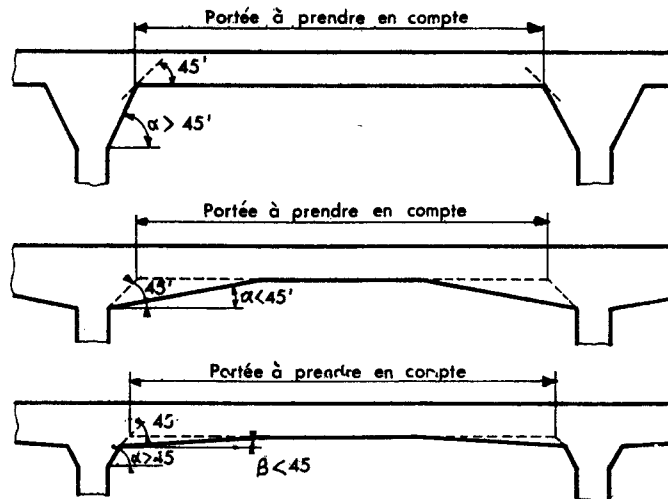
La présente annexe s'applique aux seuls hourdis précontraints au moins transversalement et soumis à des charges extérieures de signe invariable. Elle ne s'applique pas aux hourdis sous voie ferrée. Elle n'est pleinement valable que lorsque ces hourdis sont rectangulaires ou de forme voisine, et que leur petite portée ne dépasse pas 6 m. Elle suppose que les poutres ne subissent pas de dénivellations-rotations relatives susceptibles de modifier notablement les conditions d'appui des hourdis.

2. Définition des portées.

On pourra considérer que les hourdis d'épaisseur constante sont appuyés au droit des parements des âmes des poutres dont ils sont solidaires, si celles-ci sont également d'épaisseur constante.

Il sera loisible de tenir compte de la présence des goussets de dalle ou d'âme. Dans ce cas, la portée sera définie par l'intersection des deux droites suivantes :

— la tangente au contour intérieur du hourdis au point où celui-ci est d'épaisseur minimale;



— la tangente au contour du gousset inclinée à 45° sur la précédente, et située à l'intérieur du hourdis 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 précédente).

3. Etalement sur le plan moyen de la dalle des charges appliquées.

Tant pour l'évaluation des efforts de flexion que des efforts tranchants, il sera fait application aux hourdis des dispositions de l'article 37.6.

4. Evaluation des efforts de flexion par les méthodes de l'élasticité.

4.1. Les hourdis rectangulaires dont le rapport des portées serait inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et qui ne seraient soumis qu'à des charges extérieures réparties pourront être calculés à la flexion comme des poutres, dans le sens de la petite portée. Cependant l'effet du coefficient de Poisson est à ajouter, dans les conditions fixées par l'article 37.5, aux effets ainsi calculés; de plus on tiendra compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

4.2. Les hourdis rectangulaires encastres, totalement ou partiellement, sur leur contour, dont le rapport des portées serait compris entre 0,4 et 2,5 ou qui seraient soumis à l'action de charges concentrées (quel que soit le rapport de leurs portées), pourront être calculés à la flexion sous l'effet des charges extérieures, sur la base des efforts qui s'y développeraient s'ils étaient articulés sur leur contour, pourvu qu'ils s'appuient en fait sur des poutres présentant une faible rigidité à la torsion. Le calcul sera fait en ce cas au moyen de la théorie classique des plaques minces.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation pourront être réduits de 20 à 25 % selon les conditions d'encastrement, si les poutres forment une section ouverte et présentent une faible rigidité à la torsion. On pourra prendre une réduction de 20 % pour les hourdis de rive et de 25 % pour les hourdis centraux (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 petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Toutefois, dans le cas où des charges agissent sur deux hourdis contigus, de façon pratiquement symétrique par rapport à la poutre qui les sépare, les moments d'encastrement sur la poutre dus à ces charges seront évalués directement en admettant que le hourdis est parfaitement encasté sur ce côté.

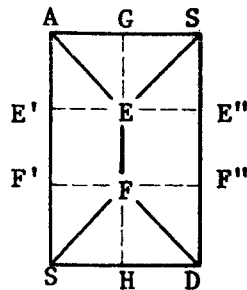
Dans le cas de hourdis s'appuyant sur des poutres formant une section fermée (caisson) ou rigides à la torsion, il peut y avoir lieu d'appliquer des méthodes plus complexes, pour tenir compte du fait que l'intervention de cette rigidité conduit à modifier les coefficients indiqués; les moments en travée peuvent se trouver notablement diminués et les moments sur appuis notablement augmentés.

4.3. Au cas où le tracé des armatures de précontrainte serait nettement non concordant, c'est-à-dire où le hourdis soumis à la seule action des armatures de précontrainte en l'absence de toute charge extérieure et de toute liaison hyperstatique d'appui, subirait des dénivellations relatives ou rotations relatives no-

tables au droit de ses autres liaisons d'appui, on déterminera ensuite des valeurs au moins approchées des moments hyperstatiques de précontrainte. L'attention est attirée, à ce sujet, sur le fait que la concordance, pour une dalle, ne peut s'apprécier en règle générale que globalement pour l'ensemble de la précontrainte et en considérant les liaisons sur tout son pourtour. Cependant, dans le cas où le rapport des portées est inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5), ces moments pourront être calculés dans les hourdis comme dans des poutres, conformément au paragraphe 4.1 qui précède.

Dans tous les cas la détermination du tracé concordant ou quasi-concordant, ou des moments hyperstatiques de précontrainte, devra tenir compte de la présence des goussets existant éventuellement au voisinage des appuis du hourdis, et notamment des variations du niveau du centre de gravité qui en résultent.

4.4. Les moments transversaux et longitudinaux calculés au centre d'un hourdis rectangulaire seront considérés comme pouvant être atteints sur toute la longueur du segment joignant les points de concours des bissectrices (E F sur la figure ci-contre).



Les moments transversaux calculés au centre des grands côtés seront considérés comme pouvant être atteints sur des longueurs égales à celles du segment qui précède (E' F' et E'' F'' sur la figure ci-contre), puis pouvant décroître ensuite linéairement jusqu'à zéro aux quatre angles du hourdis.

Les moments longitudinaux calculés au centre des petits côtés (G et H sur la figure ci-contre) seront considérés comme décroissant linéairement jusqu'à zéro entre ces deux points et les quatre angles du hourdis.

Aux quatre angles du hourdis on considérera qu'il existe un tenseur de moments dont les directions principales sont celles des bissectrices des angles (moment négatif suivant les bissectrices intérieures, positif suivant les bissectrices extérieures). On pourra considérer que la valeur absolue de ces moments est égale aux moments d'encastrement au centre des autres côtés. Toutefois l'attention est attirée sur ce que l'existence de ces moments est indépendante de l'encastrement sur le contour du hourdis, et qu'en l'absence d'un tel encastrement ils seraient à majorer dans les mêmes proportions que les moments au centre (suppression des réductions fixées au paragraphe 4.2).

4.5. Les moments ainsi calculés sont considérés comme moments locaux (cf. art. 37.2 et 38.5 de la présente instruction).

Une évaluation assez précise des moments généraux à partir du calcul élastique nécessitera l'établissement de coefficients de rattachement suffisamment diversifiés selon :

— les dimensions du hourdis : pour une charge déterminée les moments généraux en travée représenteront une fraction des moments donnés par le calcul élastique, nettement décroissante selon la portée mécanique du hourdis ; pour le convoi B_c du titre II du fascicule 61, cette fraction s'abaissera de 1 à 0,75 dans la direction de la portée mécanique quand celle-ci passe de 2,50 m à 6 m ;

— la nature de la charge considérée et l'importance de son étalement par le revêtement : par exemple la fraction ci-dessus sera plus petite pour la roue B_r que pour le convoi B_c ; pour une charge uniformément répartie, on devra prendre en compte une fraction égale à 1 ou voisine de cette valeur ;

— la direction des efforts considérés, selon la grande ou la petite portée du hourdis : jusqu'à ce qu'on dispose de coefficients de rattachement précis, il sera prudent d'adopter dans la direction de la grande portée une fraction des moments donnés par le calcul élastique, plus proche de 1 que dans la direction de la petite portée ; bien entendu cette fraction dépendra du rapport des portées.

Par ailleurs, les formules les plus courantes de la théorie des plaques minces supposent celles-ci isotropes ; au contraire la méthode des lignes de rupture, envisagée au paragraphe 5 ci-après, prend normalement en compte l'anisotropie maximale du hourdis, caractérisée par les armatures qu'il contient, dès le début des calculs. En règle générale l'anisotropie n'aura pas à faire l'objet de coefficients de rattachement, ceci étant d'autant plus justifié que tout au moins sous efforts généraux les hourdis ne sont en fait habituellement pas notablement fissurés.

En l'absence d'informations plus précises, on considérera comme assurée la résistance d'un hourdis rectangulaire soumis aux charges B_c, B_t, B_r du titre II du fascicule 61, que l'on aura justifié en prenant en compte pour moments généraux, en un point quelconque :

- sous charges uniformes, les moments locaux au même point ;
- sous charges roulantes :
 - au droit du segment EF, une fraction des moments locaux au même point, prise égale à 8/10 dans le sens de la petite portée et à 9/10 dans le sens de la grande portée ;
 - au droit de chacun des quatre côtés, les 9/10 des moments locaux au même point.

5. Evaluation des efforts de flexion par la méthode des lignes de rupture.

5.1. La théorie des lignes de rupture est dès à présent très largement élaborée pour des dalles en béton armé de formes variées. Elle fait en particulier l'objet d'exposés d'ensemble dans le *Bulletin d'information du Comité européen du béton* n° 67 en date d'avril 1968, (Secrétariat permanent, 9, rue La Pérouse, Paris 16^e) et dans le *Traité de résistance des matériaux* de M.J. COURBON (chapitre XVII, Tome II, de l'édition 1965, Dunod, Paris).

On trouvera, dans ces publications, de nombreux schémas de mécanismes de rupture. L'attention est attirée sur la nécessité :

- de ne prendre en compte aucun moment d'encastrement excédant le moment admissible au delà de l'appui (par exemple le moment admissible dans l'âme d'une poutre mince sur laquelle est encastré le bord d'un hourdis) ;
- dans une dalle longue chargée sur une partie seulement de sa longueur, d'envisager des mécanismes de rupture n'intéressant qu'une partie de la longueur de la dalle ;
- lorsque des charges concentrées s'approchent des bords ou des angles de la dalle, d'envisager des mécanismes de rupture spéciaux.
- de façon générale, un mauvais choix d'un mécanisme de rupture peut très couramment mener à une sous-évaluation des efforts de 15 à 20 %.

De plus un mécanisme de rupture, quel qu'il soit, ne peut être valable que pour autant que la résistance de la dalle en dehors des lignes de rupture est assurée. En particulier, en présence de charges concentrées tout mécanisme de rupture exige en tout point de la dalle, dans toute direction, un minimum des moments résistants : par exemple, sous une charge unique concentrée P, la somme des moments résistants de l'un et l'autre signe doit, en moyenne pour l'ensemble des directions être au moins égale à $\frac{P}{2\pi}$.

La transposition de cette théorie à des hourdis de béton précontraint se heurte, en revanche, encore actuellement, à certaines difficultés. En particulier les calculs en béton armé prennent en compte les rapports des sections des armatures des diverses nappes comme facteurs de répartition hyperstatique des efforts, et la question se pose de définir les valeurs à prendre en compte, à la place de ces rapports, pour les hourdis en béton précontraint.

Dans l'attente d'études plus poussées, et sans se dissimuler l'ignorance qui subsiste à ce sujet, il semble qu'en béton précontraint ces rapports devraient généralement être plus proches de l'unité qu'en béton armé, étant entendu qu'ils devront de toute manière être limités par les rapports des moments résistants ultimes de la dalle, déduits de l'article 23 (chapitre VI).

Par ailleurs il importera de tenir compte qu'en béton précontraint plus encore qu'en béton armé une isotropie d'un hourdis, c'est-à-dire l'équivalence de ses nappes d'armatures dans les deux directions principales, est souvent non économique. On ne devra donc généralement pas l'admettre comme base des dispositions constructives.

En ce qui concerne les rapports de résistance adoptés entre moments en travée et aux encastres, il sera souhaitable de ne pas trop s'écarter des rapports de moments résultant du paragraphe 4.2.

5.2. La méthode des lignes de rupture ne permettra généralement pas de rendre compte des moments hyperstatiques de précontrainte. Il sera donc en ce cas souhaitable de ne s'écarter que peu de tracés concordants.

5.3. Les moments ainsi calculés sont considérés comme moments généraux (cf. art. 37.2 et 38.2 de la présente instruction).

L'attention est attirée sur ce que l'effet du coefficient de Poisson est à ajouter à ces efforts, dans les conditions fixées par l'article 37.5

Pour obtenir les moments locaux à partir des moments obtenus par la méthode des lignes de rupture, on tiendra compte des considérations du paragraphe 4.5 qui précède.

En l'absence d'informations plus précises, on considérera comme assurée la résistance d'un hourdis rectangulaire soumis aux charges B_e , B_t , B_r du titre II du fascicule 61, que l'on aura justifié en prenant en compte pour moments locaux, la distribution de détail étant celle du paragraphe 4.4 :

— sous charges uniformes, au centre du hourdis et au centre des quatre côtés, les 11/10 des moments généraux au mêmes points;

— sous charges roulantes :

— au droit du segment EF, une fraction des moments généraux prise égale à 14/10 dans le sens de la petite portée et, dans le sens de la grande portée : 12,5/10 si le moment général provient d'un mécanisme de rupture intéressant au moins la largeur du lissage à grande échelle; 10/10 si ce mécanisme

intéresse au plus la largeur du lissage à petite échelle; on pourra interpoler entre ces coefficients dans les cas intermédiaires;

— au droit de chacun des quatre côtés, les 12,5/10 des moments généraux.

6. Rôle des hourdis en tant que tables de compression des poutres.

La flexion générale des poutres, leur précontrainte et les retraits et fluages différentiels introduisent des efforts normaux et des moments de flexion dans les hourdis.

En règle générale les moments de flexion pourront être négligés.

On pourra également négliger les risques d'écrasement des hourdis, dûs à l'addition d'efforts de compression aux efforts calculés en vertu des paragraphes 4 et 5 qui précèdent.

Dans le cas où ces efforts de compression, en raison de leur rôle favorable, seraient considérés, on devra tenir compte de leur caractère largement aléatoire. Aussi devra-t-on en les considérant, non seulement faire abstraction de toute majoration dynamique, mais encore les multiplier par un coefficient réducteur spécial qui ne dépasse pas 0,5.

On ne devra en revanche, en aucun cas, faire abstraction des efforts de traction introduits dans les hourdis, que ce soit pour les justifications vis-à-vis des états limites ou pour la détermination des ferrailages passifs.

7. Justifications vis-à-vis de l'état-limite d'utilisation sous efforts locaux :

Par dérogation aux dispositions des articles 41.3 et 42.4 les règles de l'article 21.4 prescrivant l'emploi d'armatures passives ne sont pas applicables aux hourdis, dans le seul cas des justifications vis-à-vis de l'état limite d'utilisation sous efforts locaux, dans les directions où l'effort de compression est au moins égal à $h_t \sigma_{28}$ (ou $h_t \sigma_f$).

8. État-limite ultime de rupture.

En règle générale, pour les dimensions courantes, on pourra se dispenser de la justification des hourdis vis-à-vis de l'état-limite ultime de rupture.

9. État-limite de fatigue.

Pour les hourdis que le C.P.S. soumet aux seules charges civiles définies par le titre II du fascicule 61 du C.P.C., la charge correspondant à l'état-limite de fatigue est, en l'absence de précision contraire du C.P.S., prise égale à l'effet d'un seul camion de 30 t du système B_c; le poids du camion n'est multiplié par aucun coefficient majorateur ou minorateur ou coefficient γ , autre que le coefficient de majoration dynamique.

L'attention est attirée, pour la rédaction des C.P.S., sur l'importance que peuvent prendre les passages d'engins de terrassement sur les ouvrages, et sur leur caractère fortement répétitif.

10. Résistance aux efforts tranchants locaux ou de poinçonnement.

En règle générale, on pourra se dispenser de la justification des hourdis vis-à-vis des efforts tranchants locaux ou de poinçonnement, sous les charges B du titre II du fascicule 61, si leur épaisseur, goussets éventuels non compris, est supérieure ou égale à 15 cm.

ANNEXE VII

Calcul des sollicitations dans les dalles du bâtiment
et justification de celles-ci

Pour mémoire

L'étude générale qui a été effectuée de ce problème a fait apparaître l'existence de sérieuses difficultés pour l'emploi de la méthode des lignes de rupture, du fait que dans les cas les plus fréquents la précontrainte est assurée par des câbles rectilignes et qu'on souhaiterait centrés, mais qui en pratique sont généralement excentrés d'une manière importante par suite des nécessités de leur croisement et de leur encombrement important par rapport à l'épaisseur de la dalle. Les sollicitations limites ultimes sont d'autant plus mal connues que ces excentrement sont nécessairement du côté défavorable du plan moyen de la dalle le long de certaines des lignes de rupture. Pour cette raison, il a été reconnu que certains essais seront nécessaires avant qu'on puisse formuler des règles simplifiées recourant à la méthode des lignes de rupture.

Dans cette attente, il est recommandé de calculer les sollicitations par des méthodes de l'élasticité en tenant compte, dans ce calcul et dans la justification, des errements courants dont certains sont rappelés dans l'annexe qui précède relative aux hourdis.

De plus il est rappelé qu'un certain nombre de cas, dont notamment celui des dalles préfabriquées, relève de l'avis technique du C.S.T.B. et non, par conséquent, du règlement de calcul.

ANNEXE VIII

Notations

Cette annexe, dont l'objet principal est de récapituler les notations utilisées dans la présente Instruction, a également un rôle plus général.

Tout d'abord, les règlements de calcul existants relatifs aux différents modes de construction ayant, en dépit de certaines discordances, un large tronc commun, cette annexe reprend ce tronc commun en l'homogénéisant sur des points de détail. De plus elle le complète par de multiples notions propres à la présente instruction. Enfin, le mode de formation des symboles étant aisément généralisable, la présente annexe donne les bases à partir desquelles il est recommandé de former les notations complémentaires nécessaires dans les calculs d'application.

L'unification internationale des notations a fait, d'autre part, l'objet de propositions de la part de divers organismes. L'attention est attirée sur le fait qu'au moment de l'établissement de la présente instruction ces propositions sont largement discutées entre gouvernements, en soi et de manière à concilier les besoins des différents modes de construction et des fondations. On ne peut donc considérer qu'un accord soit déjà intervenu à leur sujet.

* *

0. Principes.

0.1. Majuscules latines.

Elles désignent :

- les actions et les sollicitations (forces, moments);
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs (dans les règlements de calcul);
- les modules d'élasticité et de déformation.

0.2. Minuscules latines.

Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant les dimensions d'une longueur;
- les densités des forces réparties;
- le temps;
- certains coefficients.

0.3. Majuscules grecques.

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

0.4. Minuscules grecques.

Elles désignent :

- les contraintes;
- les grandeurs réduites (ou sans dimensions), telles que les déformations relatives ou la relaxation de l'acier;
- certains coefficients.

0.5. Indices.

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole mais se rapportant à des matériaux ou à des âges ou à des rôles mécaniques différents.

Les indices sont constitués, sauf exceptions, par une ou plusieurs minuscules latines, ou une majuscule latine éventuellement suivie de minuscules ou de chiffres.

Un indice ou une suite d'indices peuvent être omis dans le but d'alléger l'écriture, s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

0.6. Convention de signe. Apostrophe.

0.6.1. L'apostrophe s'applique aux efforts et contraintes de compression ainsi qu'aux sections comprimées, qu'elle distingue des efforts et contraintes de traction ainsi que des sections tendues.

L'apostrophe peut être omise quand aucune confusion n'est à craindre dans la réglementation et, au stade de l'application, dans les formules; seules des valeurs absolues peuvent alors être utilisées. Elle peut aussi l'être, au stade de l'application :

- soit quand une appellation adéquate indique le signe; le signe + correspond alors nécessairement à l'appellation;
- soit quand le signe distingue la traction de la compression : la compression doit en ce cas être négative;

Ainsi, par exemple « Effort normal de compression $F = -1 \text{ tf}$ » signifie un effort de traction égal à 1 tf, en raison de l'appellation, alors que « Effort normal $F = 1 \text{ tf}$ » signifie, vu l'absence d'appellation particulière, un effort de compression égal à 1 tf.

0.6.2. L'apostrophe distingue aussi la fibre (ou membrure) inférieure de la section, de sa fibre (ou membrure) supérieure.

Le caractère inférieur ou supérieur d'une fibre ou d'une membrure peut être conventionnel, en particulier dans les structures qui comportent des parties s'écartant nettement d'un plan horizontal.

0.6.3. Enfin l'apostrophe peut servir, selon convention particulière, à distinguer deux grandeurs de même nature.

0.7. Surlignage.

Le surlignage indique qu'il s'agit d'une valeur admissible.

0.8. Astérisque.

L'astérisque indique qu'il s'agit d'une valeur qualifiée de « critique ».

0.9. Dualités.

Dans un certain nombre de cas, plusieurs notations ont été prévues pour une même notion, de manière à permettre plus aisément de faire certaines distinctions.

* *

1. Indices.

1.1. Majuscules latines.

Ac	: afférent aux actions accidentelles.
B	: afférent aux charges d'exploitation sur les planchers du bâtiment.
C	: afférent aux actions de courte durée.
E	: afférent aux charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.
F	: afférent aux charges d'exploitation ferroviaire.
G	: afférent aux charges permanentes.
L	: afférent aux actions de longue durée.
M	: afférent aux charges d'exploitation de caractère particulier (en particulier militaires ou exceptionnelles, voir commentaire de l'article 16.1 de l'instruction).
N	: afférent aux actions dues à la neige.
P	: afférent à l'action de la précontrainte.
Q	: afférent à une action quelconque.
R	: afférent aux charges d'exploitation routières sans caractère particulier.
Te	: afférent aux variations de température ou aux autres actions cycliques.
Ta	: afférent aux tassements aléatoires.
Tp	: afférent aux tassements probables.
V1	: afférent aux actions dues au vent en cours d'exécution.
V2	: afférent aux actions dues au vent en service.
V3	: afférent aux actions dues au vent compatible avec les charges d'exploitation.

1.2. Minuscules latines.

a	: acier; acier passif quans il y a lieu de le distinguer de l'acier de précontrainte.
b	: béton.
d	: adhérence ou différé.
dyn	: dynamique.
e	: afférent à la limite d'élasticité (peut alors couramment être omis), ou à l'établissement de la précontrainte, ou efficace.

i	: flexion.
fi	: fissuration.
fl	: fluage.
g	: garanti, ou afférent au centre de gravité.
h	: âge de h heures, ou horizontal.
i	: instantané.
j	: âge de j jours.
k	: caractéristique (cf. art. 1.1.1 des directives communes relatives au calcul des constructions).
l	: longitudinal.
m	: moyenne, matériau.
max	: maximal.
min	: minimal.
n	: section nette.
o	: section brute (ou origine).
p	: acier de précontrainte, ou « probable ».
r	: retrait du béton, ou rupture de l'acier, ou « réduit ».
s	: scellement.
t	: temps, ou relatif à la torsion, ou transversal (au sens notamment de relatif aux armatures transversales d'une poutre ou d'un poteau).
ul	: ultime (« rupture »).
ut	: d'utilisation.
v	: à long terme, ou vertical.
x, y, z	: afférent à la direction x, y ou z.

1.3. Divers.

∞	: final (au bout d'un temps conventionnellement infini); à n'utiliser que quand l'indice v pourrait donner lieu à confusion.
ρ	: relaxation (de l'acier pour précontrainte).

2. Notations.

La signification des principales notations est la suivante :

2.1. Notations en majuscules latines.

A	: aire d'une section d'acier.
A _s	: aire de la section des armatures passives tendues.
A' _s	: aire de la section des armatures passives comprimées.
A _p	: aire de la section des armatures de précontrainte.
A _t	: somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures « transversales » ou « verticales ».
A _g	: allongement maximum garanti sous charge maximale.
B	: aire d'une section de béton.
C	: couple en général; désigne normalement une action; peut cependant désigner également un moment de torsion (T ou M _t pouvant également être admis); peut être indicé de la même manière que M.

D : rigidité d'une plaque d'acier (voir fascicule 61 V du CPC article 18); peut être également utilisé pour une dalle ou coque en béton, à condition de préciser le module d'élasticité correspondant.

E : module d'élasticité en général.

E_a : module d'élasticité de l'acier (E_{ap} ou E_p s'il faut distinguer l'armature de précontrainte, E_{pp} ou E_p si en outre, dans ce dernier cas, on veut spécifier qu'il s'agit d'une valeur garantie).

E_b : module de déformation longitudinal du béton, en général;

E_{f1} : module de déformation sous fluage;

E_t : module de déformation instantanée (E_{tj} à l'âge de j jours);

E_v : module de déformation différée (E_{vj} pour chargement appliqué à l'âge de j jours);

F : force en général;

F_p : force de précontrainte (sans préjuger de sa direction; ne doit donc pas être employé pour désigner une composante de celle-ci);

F_t : force de précontrainte due à des armatures transversales;

G : module d'élasticité transversal (G_a ou G_b s'il faut distinguer celui de l'acier et celui du béton).

I : moment d'inertie de flexion d'une section droite de poutre à plan moyen, par rapport à l'axe central d'inertie de la section, normal à ce plan moyen. Les moments d'inertie ne répondant pas exactement à cette définition (en particulier ceux qui sont pris par rapport à d'autres axes) sont indicés.

K : moment d'inertie de torsion (J pouvant également être admis); coefficient.

M : moment en général; moment fléchissant en l'absence de l'indice t ou d'un double indice dissymétrique tel que xy ou 2 3 par exemple, qui spécifient la torsion.

M_{f1} : moment de fissuration.

M_G : moment fléchissant développé par des charges permanentes.

M_P : moment fléchissant développé par la précontrainte;

M_Q : moment fléchissant développé par une charge ou action quelconque.

$\overline{M_{ut}}$: moment de calcul ultime.

$\overline{M_{ad}}$: moment admissible ultime.

M_{ut} : moment de calcul d'utilisation.

$\overline{M_{ad}}$: moment admissible d'utilisation. La liste des indices appliqués à M n'est pas limitative; d'autres indices cités aux paragraphes 1.1 et 1.2 peuvent être utilisés.

M_t : moment de torsion (éventuellement); peut faire l'objet d'indices supplémentaires.

N : effort normal; peut être indicé de la même manière que M.

P : action de la précontrainte.

P_1 (et P_2) : valeurs caractéristiques de l'action de la précontrainte, respectivement maximale et minimale.

Q : action ou charge quelconque; à indexer, quand il y a lieu, conformément aux directives communes relatives au calcul des constructions.

R : réaction d'appui.

R_g : contrainte de rupture garantie d'acier de précontrainte (désigné R_G dans le F 4 II du C.P.C.).

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 audit axe; les moments statiques ne répondant pas exactement à cette définition (en particulier ceux qui sont pris par rapport à d'autres axes) sont indicés; ou sollicitation quelconque (S est en ce cas toujours indicé).

T : moment de torsion (C et M_t pouvant également être admis quand il y a un risque de confusion).

T_g : valeur garantie de la contrainte limite conventionnelle d'élasticité d'une armature de précontrainte (désigné T_G dans le F 4 II du C.P.C.).

V : effort tranchant en général.

V_G : effort tranchant développé par la charge permanente.

V_P : effort tranchant développé par la précontrainte.

V_r : effort tranchant réduit.

La liste des indices appliqués à V n'est pas limitative.

2.2. Notations en minuscules latines.

a : désigne de façon générale une dimension longitudinale, ou une longueur spécifique.

b : désigne de façon générale une dimension transversale; en particulier largeur (ou épaisseur) d'une section de béton.

b_o : épaisseur brute de l'âme d'une poutre (en té ou en caisson).

b_n : épaisseur nette de l'âme.

b et b' : dans le cas où il y aurait lieu à distinguer, b et b' désigneront respectivement les largeurs des membrures supérieure et inférieure de la poutre. La liste des indices appliqués à b n'est pas limitative.

d (et d') : distances du barycentre d'armatures, respectivement aux fibres supérieure (et inférieure) de la section; diamètre. (d_a et d_p pour armatures passives et de précontrainte).

e : excentrement (par rapport au centre de gravité de la section de béton) d'un effort normal. Cette distance est habituellement comptée positivement vers le haut.

e_p : excentrement du barycentre des armatures de précontrainte.

e_{po} : excentrement de la ligne de précontrainte (1).

f : coefficient de frottement d'une armature de précontrainte sur sa gaine ou coefficient de frottement de l'acier sur le béton (notation utilisée seulement dans les anciens règlements et agréments).

g : densité de charge permanente; accélération de la pesanteur.

h : désigne, de façon générale, une hauteur (réelle ou conventionnelle); peut désigner aussi un nombre d'heures.

h_t : hauteur totale d'une section de béton.

h_o : épaisseur d'une membrure de béton.

h_i : hauteur utile de l'armature i, c'est-à-dire distance entre son centre de gravité et la fibre extrême opposée de la section.

(1) Dans le cas des structures isostatiques $e_p = e_{po}$.

h_a : hauteur utile du barycentre des armatures passives voisines d'une fibre extrême.

h_p : hauteur utile du barycentre des armatures de précontrainte.
La liste des indices appliqués à h n'est pas limitative.

i : rayon de giration d'une section.

j : nombre de jours.

k : coefficient en général; nombre d'écarts types (ou de coefficients de variation) à ajouter ou à soustraire d'une moyenne.

k_{f1} : coefficient de fluage.

l : longueur (ou portée). Éviter la lettre l (qui présente des risques trop fréquents de confusion avec 1).

l_e : longueur d'établissement de la précontrainte.

l_{en} : longueur nominale de scellement par adhérence.
La liste des indices appliqués à l n'est pas limitative.

m : paramètre définissant la section d'enrobage (voir article 18.5 de l'instruction).

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

p : périmètre.

q : densité de charge quelconque.

r : rayon de courbure.

$r(t)$: loi de variation dans le temps du retrait et du fluage du béton.

s : écart quadratique moyen (valeur absolue et non pas valeur relative).

t : temps, ou espacement des armatures transversales passives.

t' : espacement des armatures transversales de précontrainte.

v (et v') : distances du centre de gravité de la section totale de béton aux fibres extrêmes, respectivement supérieure ou inférieure (voir § 0.6).

w : largeur d'une fissure.

x : coordonnée en général (en ce cas, lorsqu'il y a lieu, un indice numérique distingue les diverses coordonnées les unes des autres); abscisse notamment.

y : ordonnée, parallèlement au plan moyen, par rapport à l'axe central d'inertie, d'un point d'une section; ou hauteur du béton comprimé dans une section (et non pas nécessairement hauteur prise en compte dans le calcul).

z : coordonnée (d'altitude en général); ou bras de levier du couple en flexion simple (soit : $z = \frac{l}{5}$ si le couple est élastique).

2.3. Notations en majuscules grecques.

Δ : variation.

$\Delta\sigma_t$: pertes de tension instantanées.

$\Delta\sigma_d$: pertes de tension différées.

$\Delta\sigma_{pj}$: perte de tension totale au jour j .

$\Delta\sigma_{pv}$: perte de tension finale.

$\Delta\sigma_r$ $\Delta\sigma_{f1}$ $\Delta\sigma_p$: pertes de tension dues respectivement au retrait, au fluage et à la relaxation pris isolément.

$\Delta\sigma_{ap}$ (et $\Delta\sigma_a$) : variation de tension d'une armature de précontrainte (et d'une armature passive) autre qu'une perte de précontrainte.

Σ : sommation.

Φ : diamètre nominal d'une armature.

Ω : aires (pour certains usages particuliers).

2.4. Notations en minuscules grecques.

α : angle d'une armature avec la fibre moyenne d'une pièce linéaire
ou
déviation angulaire d'un câble
ou
abscisse relative

α_{f1} : coefficient géométrique du fluage (voir annexe n° 1).

α_r : coefficient géométrique du retrait (voir annexe n° 1).

β : angle, au niveau du centre de gravité de la section droite d'une poutre, de la contrainte principale de compression avec la fibre moyenne.

β_{f1} : coefficient donnant l'influence de la composition du béton sur son fluage (voir annexe n° 1).

β_r : coefficient donnant l'influence de la composition du béton sur son retrait (voir annexe n° 1).

γ : coefficient défini dans les directives communes relatives au calcul des constructions (art. 1 et 2).

Liste des coefficients γ utilisés :

γ_{e1} ; γ_{e2} ; γ_{e3} ;
 $\gamma_Q = \gamma_{e1} \cdot \gamma_{e2}$; γ_{QL1} et 2; γ_{QC} ;
 γ_m ; γ_a ; γ_{mp} ; γ_b ;

δ : écart quadratique moyen relatif.

ε : variation relative de longueur.

ε_b : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ε_r : retrait final du béton.

ε_{r1} ou ε_{rj} : retrait du béton respectivement en phase n° 1 et à l'âge de j jours.

η : coefficient de fissuration relatif à une armature.

η_a : coefficient de scellement d'une armature.

θ : température
ou
déviation angulaire.

λ : rapport d'élanement d'une pièce comprimée.

μ : coefficient de frottement d'une armature de précontrainte sur sa gaine ou coefficient de frottement de l'acier sur le béton.

ν : coefficient de Poisson d'une structure en béton.

ρ_a : relaxation à h heures dans des conditions d'essai normalisées.

σ : contrainte normale en général (peut toutefois être employée avec un double indice dissymétrique spécifique, tel par exemple que y et z ou 3 1, pour désigner une contrainte de cisaillement).
Surligné quand il y a lieu, et indicé conformément aux § 1.1 et 1.2. Les notations indicées ci-après ont une signification plus spécifique.

σ_a , σ_b et σ_p : contrainte normale en général, relative respectivement aux armatures passives, au béton et aux armatures de précontrainte.

σ_e (ou σ_{en}) : limite d'élasticité prise en compte dans les calculs, pour un acier autre que de précontrainte.

σ_r (ou σ_{ar}) : valeur prise en compte dans les calculs, de la contrainte de rupture d'un acier autre que de précontrainte.

- σ_j : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.
 σ'_j : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
 σ_{28} : résistance caractéristique à la traction du béton âgé de 28 j.
 σ'_{28} : résistance caractéristique à la compression du béton âgé de 28 j.
 Les résistances caractéristiques σ_j , σ'_j , σ_{28} , σ'_{28} ne doivent pas être confondues avec les valeurs nominales définies dans les règlements antérieurs.
 σ_{Dj} : contrainte de compression du béton lorsque le béton est âgé de j jours.
 σ_{DL} : contrainte de compression du béton au niveau d'une armature de précontrainte, sous l'effet de la valeur probable des actions extérieures de longue durée et d'une des valeurs caractéristiques de la précontrainte.

En outre les valeurs successives de la contrainte de tension d'une armature de précontrainte sont désignées comme suit :

- $\sigma_p(x)$: contrainte de tension d'une armature de précontrainte à la distance x de son extrémité : l'indice p peut être omis quand il n'existe pas de risque de confusion avec armatures passives et béton.
 $\sigma_{p0}(x)$: tension à l'origine, c'est-à-dire valeur de $\sigma_p(x)$ à l'extrémité de l'armature ($x = 0$), avant ancrage et par conséquent sans soustraction d'aucune perte de tension.
 $\sigma_{p0}(x)$: tension lors de la mise en tension, c'est-à-dire valeur de $\sigma_p(x)$ après soustraction des seules pertes de tension par frottement.
 $\sigma_{p1}(x)$: tension initiale, c'est-à-dire valeur de $\sigma_p(x)$ après soustraction de l'ensemble des pertes de tension instantanées.
 $\sigma_{pj}(x)$: valeur de $\sigma_p(x)$ sous charge permanente j jours après la mise en tension, soustraction faite des pertes de tension instantanées et de la fraction à j jours des pertes différées.
 σ_p : valeur probable de $\sigma_{pj}(x)$; est égal à la moyenne de σ_{p1} et σ_{p2} définie ci-après.
 σ_{p1} et σ_{p2} : valeurs caractéristiques maximale et minimale de $\sigma_{pj}(x)$.
 $\sigma_{pv}(x)$: valeur finale (temps « infini » de $\sigma_p(x)$ sous charge permanente). Voir également le § 2.3 ci-dessus.
 τ : contrainte tangente (ou de cisaillement); surligner et indiquer quand il y a lieu.
 φ : coefficient de déviation parasite (perte relative de tension par unité de longueur dans un câble droit)
 ou
 coefficient de frottement entre tôles d'acier
 ou
 angle de biais.
 χ : fraction de la charge d'exploitation à considérer dans une justification (ou coefficient).
 Ψ_{f1} : coefficient climatique du fluage.
 Ψ_r : coefficient climatique du retrait.
 ω : angle en général : rapport de l'effort que peuvent exercer certains aciers à l'effort que peut exercer la section correspondante du béton.
 ϖ : rapport du volume ou de la section totale de certains aciers au volume ou à la section correspondante du béton.

IMPLEMENTATION RATIONALE
4 2010S 6 □