



Ministère
de l'Équipement,
des Transports
et du Logement

Secrétariat
d'État
au Logement

Secrétariat
d'État
au Tourisme

BULLETIN Officiel

Ministère de l'Économie,
des Finances et de l'Industrie

Commission Centrale
des Marchés

Marchés publics de travaux

CAHIER DES CLAUSES
TECHNIQUES GÉNÉRALES

Fascicule n° 62 - Titre I - Section II

Règles techniques de conception et de calcul
des ouvrages et constructions en béton précontraint
suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99

AVRIL 1999

Page laissée intentionnellement blanche

TABLES DES MATIERES

Circulaire n° 99-28 du 6 avril 1999 relative aux mesures d'application aux travaux relevant du ministère de l'équipement, des transports et du logement, du fascicule 62 titre II « Béton précontraint - états limites » (BPEL) du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux passés au nom de l'Etat	III
Extrait du décret n° 99-98 du 15 février 1999 relatif à la composition du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux et approuvant ou modifiant divers fascicules	V
Rapport de présentation	VII
Composition du groupe de travail chargé de la révision de la révision du fascicule n° 62, titre I, section II	XIV
Fascicule n° 62, titre I, section II :	
Sommaire	1
Annexes	125

Page laissée intentionnellement blanche

CIRCULAIRE N° 99-28 DU 6 AVRIL 1999

relative aux mesures d'application aux travaux relevant du ministère de l'équipement, des transports et du logement, du fascicule 62 titre II « Béton précontraint-états limites » (BPEL) du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux passés au nom de l'Etat

NOR : EQU9910065C

Texte(s) source(s) : décret n° 99-98 du 15 février 1999

Texte(s) abrogé(s) : néant

Texte(s) modifié(s) : fascicule, 62 titre I, section II du CCTG

Mots clés : CCTG

Le Ministre de l'Équipement, des Transports et du Logement

à

Pour attribution :

Madame et messieurs les préfets de région (directions régionales de l'équipement ; centres d'études techniques de l'équipement de Méditerranée, du Sud-Ouest, de Nord-Picardie, de Lyon, de l'Ouest et de Normandie-Centre ; services de la navigation du Nord-Est, du Nord-Pas-de-Calais, Rhône-Saône, de la Seine, de Strasbourg et de Toulouse ; services maritimes et de navigation de Gironde, du Languedoc-Roussillon et à Nantes ; services spéciaux des bases aériennes du Sud-Est, du Sud-Ouest et de l'Île-de-France) ;

Mesdames et messieurs les préfets de département (directions départementales de l'équipement ; direction de l'équipement de Mayotte et de St-Pierre et Miquelon ; services maritimes des ports de Boulogne-sur-Mer et de Calais, du Nord [Dunkerque], de la Seine-Maritime [Le Havre et Rouen], et des Bouches du Rhône [Marseille] ; services spéciaux des bases aériennes du Sud-Ouest, du Sud-Est et de l'Île de France ; ports autonomes de Dunkerque, Le Havre, Rouen, Nantes, Saint-Nazaire, Bordeaux, Marseille, Strasbourg, Paris et la Guadeloupe ; services de l'aviation civile de Nouméa, Papeete et Moroni) ;

Messieurs les directeurs des services techniques centraux ;

Monsieur le directeur général d'Aéroports de Paris ;

Monsieur le directeur général de la SNCF ;

Monsieur le directeur général d'EDF-GDF.

Pour information :

Messieurs les directeurs et chefs de service de l'administration centrale ;

Monsieur le vice-président du conseil général des ponts et chaussées ;

Messieurs les coordonnateurs des missions d'inspection générale territoriale, des circonscriptions d'inspection des services de la navigation, des circonscriptions d'inspection des services maritimes, de la mission d'inspection spécialisée des ouvrages d'arts ;

Messieurs les inspecteurs généraux des services techniques centraux.

Une nouvelle rédaction du fascicule n° 62 (titre I, section II) du cahier des clauses techniques générales (CCTG) applicables aux marchés publics de travaux vient d'être approuvée par le décret n° 99-98 du 15 février 1999 (publié au *Journal officiel* du 16 février 1999). Ce fascicule est relatif aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites. La modification réside uniquement dans l'adjonction d'une annexe 14.

Cette annexe 14 complète les règles « BPEL 91 » approuvées par le décret du 16 janvier 1992, pour les bétons de résistance caractéristique 40 à 60 MPa. Le champ d'application des règles BPEL 91 couvrait les bétons jusqu'à 60 MPa et n'a pas été modifié. De ce fait, pour les bétons de résistance 40 à 60 MPa, un choix est possible entre BPEL 91 et annexe 14. Les règles de l'annexe 14, bénéficiant de l'expérience acquise, offrent plus de fiabilité et de durabilité dans ce cas.

Lorsque le marché fera référence à cette annexe 14, les clauses qu'elle contient se substitueront aux clauses homologues concernant les autres types de béton précontraint. Mais il faut noter que cette application n'est pas automatique et doit être prescrite par le CCTP. De même, il est recommandé de faire explicitement référence à l'annexe 14 dans le CCTP si l'on envisage l'emploi de béton de résistance comprise entre 60 et 80 MPa.

Les éventuelles difficultés dans la mise en œuvre de la présente annexe pourront être signalées à la direction des affaires économiques et internationales, sous-direction du bâtiment et des travaux publics, mission de la normalisation.

Pour le ministre et par délégation :

Pour le directeur empêché :

Le sous-directeur du bâtiment et des travaux publics

JEAN-MICHEL ETIENNE

Extrait du décret n° 99-98 du 15 février 1999
relatif à la composition du cahier des clauses techniques générales
applicables aux marchés publics de travaux et approuvant ou modifiant divers fascicules
(Journal officiel du 16 février 1999)

Art. 2. - Sont approuvés les fascicules modifiés suivants du cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux :

Fascicules applicables au bâtiment et au génie civil

Fascicule n° 62 (titre I^{er}, section I)

dit règles BAEL Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.

Fascicule n° 62 (titre I^{er}, section II)

dit règles BPEL Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites.

Art. 4. - Les dispositions du présent décret sont applicables aux marchés pour lesquels la date d'engagement de la consultation est postérieure au premier jour du sixième mois suivant celui de sa publication.

Page laissée intentionnellement blanche

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT,
DES TRANSPORTS ET DU
LOGEMENT

Conseil général des ponts et chaussées
Groupe de révision du fascicule n° 62,
titre I, section II

MINISTERE DE L'ECONOMIE,
DES FINANCES ET DE
L'INDUSTRIE

Commission centrale des marchés

Marchés publics de travaux

CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GENERALES

FASCICULE N° 62, TITRE I, SECTION II

REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON PRECONTRAIT SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES - BPEL 91 REVISE 99

RAPPORT DE PRESENTATION

1999

Page laissée intentionnellement blanche

**MODIFICATION DES REGLES DE CALCUL DU BETON PRECONTRAIT
FASCICULE 62 TITRE II DU CCTG-TRAVAUX
(SECTION II : BETON PRECONTRAIT)**

PRESENTATION

Le Fascicule 62 Titre II, relatif aux règles de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint (section II ou BPEL) a été révisé en 1989, révision approuvée par le décret n° 92-72 du 16 Janvier 1992.

Ce texte, dit « Règles BPEL 91 », introduisait notamment la prise en compte des bétons à hautes performances (BHP), présentant une résistance caractéristique en compression allant jusqu'à 60 mégapascal (60 MPa).

L'expérience acquise depuis conduit la commission de suivi des règles BAEL-BPEL à proposer une modification des dites règles BPEL 91. Après avoir analysé l'expérience acquise depuis 1989 sur le comportement des bétons à hautes performances, et en avoir tiré des règles de dimensionnement valables pour 40 à 80 MPa de résistance caractéristique, elle propose d'introduire des règles constituant la nouvelle annexe 14 aux règles BPEL, contenant des clauses modifiées par rapport à celles des chapitres 1 à 9 et des annexes 1, 4, 5, 6 et 9.

Lorsque le marché rendra applicable cette annexe, les clauses qu'elle contient se substitueront aux clauses homologues des Règles BPEL 91.

1. GÉNÉRALITÉS

Publié en 1983 et devenu d'application obligatoire pour les marchés publics de travaux à partir du 31 décembre 1985, le BPEL 83 a donné lieu à suffisamment d'applications, dans le domaine des ponts notamment, pour qu'il soit possible de dresser un premier bilan de son utilisation.

Son application systématique ayant révélé quelques imperfections, le BAEL 83 devant lui-même faire l'objet d'une mise à jour pour des raisons analogues, il est apparu opportun d'engager une révision conjointe de ces deux règlements, qui tiendrait compte également de l'évolution de la technique, des matériaux et de la connaissance de certains phénomènes physiques.

Cependant, étant donné la parution prochaine de l'Eurocode 2, les modifications proposées devaient se limiter à quelques points essentiels, sans remise en cause profonde des errements actuels, ni contradiction fondamentale avec les règles préconisées par l'EC 2.

Ainsi, les principaux changements apportés au BPEL 83 visent :

- à adapter les règles relatives au comportement du béton aux connaissances les plus récentes,
- à simplifier les problèmes liés à la prise en compte de la fourchette de précontrainte,
- à corriger l'imperfection de certains critères définissant les classes de vérification aux ELS,
- à améliorer certaines règles relatives à l'effort tranchant, jugées trop libérales,
- à faciliter, enfin, l'application de ce règlement aux structures telles que les dalles de bâtiments.

2. PRINCIPALES MODIFICATIONS

Chapitre 1 : PRINCIPES ET DÉFINITIONS

Article 1.1 : Domaine d'application

Le domaine d'application du BPEL a été étendu aux bétons de résistance à la compression au plus égale à 60 MPa.

Chapitre 2 : DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

Article 2.1 : Béton

La loi, indiquée en commentaire, permettant de déterminer f_{cj} en fonction de f_{c28} a été modifiée pour tenir compte des résultats expérimentaux les plus récents.

La gamme des valeurs du retrait a été élargie à tous les climats, du plus humide au plus sec, au lieu de se référer aux seules zones métropolitaines.

Chapitre 4 : ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Article 4.10 : Modalités de prise en compte des valeurs caractéristiques de la précontrainte

Pour les justifications vis-à-vis des états limites de service et des états limites de fatigue, la seule règle retenue est la représentation de la précontrainte, dans tous les cas, par la plus défavorable des deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 .

Cela n'implique cependant pas que les vérifications soient strictement effectuées avec la fourchette de précontrainte.

En effet, il est admis que les calculs soient menés avec P_m tant que des marges suffisantes, parfaitement définies, entre les contraintes ainsi calculées et les contraintes limites réglementaires sont respectées.

Ces marges peuvent d'ailleurs être réduites, si des précautions particulières sont prises tant au niveau de la conception que du chantier.

Enfin, dans les sections, où des vérifications complémentaires s'avèrent néanmoins nécessaires, des procédures de justification plus fines, mais n'imposant pas un recalcul complet de l'ouvrage avec P_1 , P_2 , sont proposées.

Chapitre 6 : JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

Article 6.1 : Etats limites de service

La sévérité de la classe I a été diminuée en situation d'exécution, en admettant des tractions limitées à $0,7 f_{ij}$.

Par contre, la sévérité de la classe II a été augmentée, en situation d'exécution, en ramenant à $0,7 f_{ij}$ (au lieu de f_{ij}) la contrainte de traction limite dans la section d'enrobage. En effet, la tolérance de tractions égales à f_{ij} peut entraîner un risque de préfissuration de l'ouvrage en construction, risque d'autant plus réel que les charges d'exécution sont des charges tout à fait probables.

En classe III, sous combinaisons rares, la tension limite dans les armatures est celle que l'on trouve dans le BAEL pour les justifications vis-à-vis des ELS lorsque la fissuration est considérée comme préjudiciable. Cette limite, fixée à 150η , était trop pénalisante pour les bétons à hautes performances. Elle a donc été remplacée par $110 \sqrt{\eta} f_{ij}$, expression qui fait intervenir la résistance à la traction du béton.

En classe III, sous combinaisons fréquentes, une double limitation sur la surtension des armatures de précontrainte à 100 MPa et sur la tension des aciers passifs à $0,35 f_e$ remplace la limitation de la seule tension des aciers passifs à 60 MPa. Cette double limitation permet de couvrir les risques de fatigue des armatures, tant actives que passives, dans les cas courants.

Article 6.3 : Calcul des sollicitations résistantes ultimes

Dans le diagramme contraintes-déformations du béton, la limite de compression du béton $0,85 f_{cj}/\gamma_b$ a été remplacée par $0,85 f_{cj}/\theta \gamma_b$, θ variant de 1 à 0,85. L'introduction du coefficient θ permet de moduler la limite de compression du béton en fonction de la durée d'application de la charge.

Article 6.4 : Etat limite de stabilité de forme

Pour les justifications au flambement d'une ossature, l'inclinaison d'ensemble à considérer a été ramenée à une valeur plus réaliste.

Article 6.5 : Etat limite de fatigue

Les critères de justification des sections à la fatigue ont été révisés en fonction des résultats expérimentaux les plus récents.

Chapitre 7 : JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

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

Les conditions de non-rupture du béton par fissuration et par compression cisaillement ont été remplacées par des critères mieux adaptés aux résultats expérimentaux :

$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{ij} \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$
$$\tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \left[f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right]$$

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

Le taux de travail des étriers actifs, pour les justifications vis-à-vis de l'effort tranchant à l'ELU, a été modifié. Les nouvelles valeurs fixées, plus restrictives, tiennent compte des conditions d'adhérence de ces étriers.

Article 7.6 : torsion

Pour la justification du béton des sections pleines à l'ELS, la limitation sur le cumul des contraintes de torsion et d'effort tranchant a été remplacée par une loi quadratique moins sévère, plus conforme à l'expérience.

Pour la justification du béton des bielles de compression à l'ELU, une condition analogue a été introduite.

Par ailleurs, pour les justifications aux ELU, tant vis-à-vis de l'effort tranchant que de la torsion, les formulations ont été modifiées de façon à faire apparaître explicitement les coefficients γ_b , γ_s et γ_p , du fait qu'ils prennent des valeurs réduites dans les combinaisons accidentelles.

Chapitre 10 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 10.4 : Façonnage et enrobage des armatures passives

L'enrobage des armatures passives pour les ouvrages à la mer a été porté de 4 à 5 cm, sauf protection efficace des armatures ou du béton.

Pour les parois soumises à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore au contact d'un liquide, l'enrobage minimal a été porté à 3 cm. Cette valeur peut toutefois être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance supérieure à 40 MPa.

ANNEXES

Annexe 3 : Valeurs numériques des coefficients de frottement en post-tension

Cette annexe a été complétée pour les torons gainés protégés et les câbles extérieurs au béton.

Annexe 9 : Dalles de bâtiment précontraintes par post-tension

Cette annexe rassemble les règles spécifiques et précise les simplifications admises pour la justification des dalles de bâtiment précontraintes par post-tension.

GROUPE PERMANENT D'ÉTUDES DES MARCHÉS DE TRAVAUX

Composition du groupe de travail chargé de la révision du fascicule n° 62, titre I, section II (BPEL 91)

Président :

M. R. LACROIX, professeur honoraire à l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

Membres :

MM. ACKER LCPC ;
BERTRAND Ministère de l'Agriculture ;
BOILEAU CGPC ;
BOIS LCPC ;
BONY Unimétal et BNS ;
BOUSQUET SNCF ;
BOUTIN SOCOTEC et COPREC ;
CHARDIN SPIP ;
CHAUSSIN SETRA (rapporteur) ;
COIN SAE ;
COSTAZ EDF/SEPTEN ;
DARPAS IGOA(rapporteur) ;
DE SAQUI DE SANNES Bouygues (bâtiment) ;
FOURE CEBTP ;
FUENTES ENPC ;
HAROUIMI CICF ;
JALIL SOCOTEC ;
MATHEZ CSTB ;
MATHIEU IGOA ;
MATHIVAT SNBATI ;
MEROT SEEE ;
PERCHAT FNB ;
PLISKIN ATILH ;
POINEAU SETRA ;
RÉGNIER Ministère de la Défense ;
SCHMOL SNBATI (rapporteur) ;
THONIER FNTP ;
XERCAVINS PX Consultants.

Secrétaire :

Mlle MAHUT, ingénieur des travaux publics de l'Etat - SETRA.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
DES TRANSPORTS ET DU
LOGEMENT

**Direction des affaires économiques
et internationales**

MINISTERE DE L'ECONOMIE,
DES FINANCES ET DE
L'INDUSTRIE

Commission centrale des marchés

Marchés publics de travaux

CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES GENERALES

FASCICULE N° 62, TITRE I, SECTION II

REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON PRECONTRAIT SUIVANT LA METHODE DES ETATS LIMITES - BPEL 91 REVISE 99

(Décret n° 99-28 du 15 février 1999)

1999

Page laissée intentionnellement blanche

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : PRINCIPES ET DÉFINITIONS	7
Article 1.1 : Domaine d'application	7
Article 1.2 : Principes de justification	7
Article 1.3 : Classes de vérification	8
CHAPITRE 2 : DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX	10
Article 2.1 : Béton	10
Article 2.2 : Armatures de précontrainte	18
Article 2.3 : Armatures passives	21
CHAPITRE 3 : PRÉCONTRAINTÉ	23
Article 3.1 : Tension à l'origine	23
Article 3.2 : Valeur maximale de la tension à l'origine	23
Article 3.3 : Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par post-tension	24
Article 3.4 : Pertes de tension dans le cas de la précontrainte par prétension	28
Article 3.5 : Valeur probable des forces de précontrainte	31
CHAPITRE 4 : ACTIONS ET SOLLICITATIONS	32
Article 4.1 : Actions	32

Article 4.2 : Justifications	35
Article 4.3 : Calcul des sollicitations	36
Article 4.4 : Sollicitations de calcul - Généralités	40
Article 4.5 : Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance	41
Article 4.6 : Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service	43
Article 4.7 : Vérification de l'équilibre statique	44
Article 4.8 : Vérification de la stabilité de forme	44
Article 4.9 : Vérification à la fatigue	44
Article 4.10 : Modalités de prise en compte des valeurs caractéristiques de la précontrainte	44
CHAPITRE 5 : DÉFINITION DES SECTIONS	46
Article 5.1 : Sections brutes	46
Article 5.2 : Sections de référence pour le calcul des contraintes	46
Article 5.3 : Sections d'enrobage	48
Article 5.4 : Largeur participante des tables des poutres en té	49
Article 5.5 : Changement de section	50
CHAPITRE 6 : JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES SOUS SOLLICITATIONS NORMALES	51
Article 6.1 : Etats limites de service	51
Article 6.2 : Calcul des déformations - Etats limites de service vis-à-vis des déformations	58
Article 6.3 : Etats limites ultimes	61
Article 6.4 : Etat limite de stabilité de forme	66
Article 6.5 : Etat limite de fatigue	69

CHAPITRE 7 : JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES	73
Article 7.1 : Principes de justification	73
Article 7.2 : Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état limite de service	74
Article 7.3 : Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentes à l'état limite ultime	77
Article 7.4 : Modalités particulières d'application des articles 7.2 et 7.3 aux zones d'appui simple d'about	83
Article 7.5 : Justifications complémentaires des zones d'appui simple d'about	83
Article 7.6 : Torsion	86
CHAPITRE 8 : RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRÉCONTRAINTÉ	91
Article 8.1 : Généralités	91
Article 8.2 : Caractère tridimensionnel de la diffusion des forces de précontrainte	91
Article 8.3 : Diffusion dans le cas de la post-tension	92
Article 8.4 : Diffusion dans le cas de la prétension	94
Article 8.5 : Principe des justifications	95
Article 8.6 : Dispositions dans le cas de la post-tension	96
Article 8.7 : Dispositions dans le cas de la prétension	99
CHAPITRE 9 : DALLES	101
Article 9.1 : Domaine d'application	101
Article 9.2 : Calcul des sollicitations	101
Article 9.3 : Moments fléchissants généraux et locaux	106
Article 9.4 : Justifications vis-à-vis des contraintes normales	107

Article 9.5 : Règles relatives aux armatures passives	110
Article 9.6 : Justification vis-à-vis des efforts tranchants réduits	110
CHAPITRE 10 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES	114
Article 10.1 : Dimensionnement de détail des pièces	114
Article 10.2 : Tracé, position et enrobage des armatures de précontrainte par post-tension	115
Article 10.3 : Position et enrobage des armatures de précontrainte par prétension	119
Article 10.4 : Façonnage et enrobage des armatures passives	120
Article 10.5 : Poussées au vide	121
Article 10.6 : Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre	123
Article 10.7 Pressions localisées, frettages, articulations	123

ANNEXES

ANNEXES AU TEXTE	125
Annexe 1. - DÉFORMATIONS DU BÉTON	127
Annexe 2. - COMPORTEMENT DES ACIERS	143
Annexe 3. - VALEURS NUMÉRIQUES DES COEFFICIENTS DE FROTTEMENT EN POST-TENSION	149
Annexe 4. - ZONES D'APPLICATION DE FORCES CONCENTRÉES	153
Annexe 5. - OUVRAGES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS	183
Annexe 6. - LES TRAITEMENTS THERMIQUES DES BÉTONS	191

Annexe 7. - PRÉCONTRAÎNTE EXTÉRIEURE AU BÉTON	201
Annexe 8. - RÈGLES TRANSITOIRES RELATIVES A LA DÉFINITION DES VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS ET DES COMBINAISONS D' ACTIONS DANS LES CAS COURANTS	205
Annexe 9. - DALLES DE BÂTIMENT PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION	221
ANNEXES AUX COMMENTAIRES	237
Annexe 10. - EFFETS DU SECOND ORDRE DUS AUX EFFORTS DE PRÉCONTRAÎNTE	239
Annexe 11. - FATIGUE DES STRUCTURES EN BÉTON	243
Annexe 12 A. - COMPLÉMENT AUX COMMENTAIRES DU CHAPITRE 9	259
Annexe 12 B. - HOURDIS, DALLES EN CONSOLE	271
Annexe 13.- NOTATIONS	279
Annexe 14. - RÈGLES RELATIVES À L'EMPLOI DE BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES - MODIFICATIONS RELATIVES AUX CHAPITRES 1 A 9	288

Page laissée intentionnellement blanche

CHAPITRE 1 PRINCIPES ET DÉFINITIONS

Article 1.1 : Domaine d'application

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

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

*** Les règles du présent document ne s'appliquent pas toutes, sans adaptation, à des bétons de résistance caractéristique supérieure à 60 MPa.*

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

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

Article 1.2 : Principes de justification

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

COMMENTAIRES

CHAPITRE 1 PRINCIPES ET DÉFINITIONS

Article 1.1 : Domaine d'application

Les présentes règles de calcul, dites Règles BPEL 91, sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton précontraint soumis à des températures s'écartant peu de celles qui résultent des seules influences climatiques*, et dont le béton constitutif présente une résistance caractéristique au plus égale à 60 MPa**.

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

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

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

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

Article 1.2 : Principes de justification

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

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

TEXTE

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

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

- état limite de décompression caractérisé par l'atteinte d'une contrainte nulle sur la fibre la moins comprimée de la section ou partie de section à justifier ;*
- état limite de formation de fissures, caractérisé par l'atteinte dans le béton d'une contrainte de traction égale à f_{ij} (les notations sont définies en annexe 13) ;*
- état limite d'ouverture des fissures caractérisé par l'atteinte dans les aciers passifs d'une certaine contrainte de traction, fonction de l'ouverture maximale admise pour les fissures éventuelles.*

Article 1.3 : Classes de vérification

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

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

Dans la mesure où le marché le précise, différentes classes peuvent être appliquées à une même structure, selon la partie d'ouvrage ou la direction à

On distingue :

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

Article 1.3 : Classes de vérification

Pour les justifications des seules contraintes normales vis-à-vis des états limites de service, les constructions, éléments de constructions, sections sont rattachés à l'une des trois classes de vérification* définies par les règles de calcul énoncées en 6.1,2.

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

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

Des règles spécifiques sont données par ailleurs en 6.1,4 pour les sections de joint ou de reprise et en 6.1,5 pour les sections de couplage.

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

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

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

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

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

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

Enfin, la notion de classe, selon la stricte définition qui en est donnée en 6.1,2, peut prêter à interprétation pour l'application à certains cas particuliers (silos, par exemple). Il appartient alors aux rédacteurs des règles spécifiques afférentes à ces types de construction d'aménager la notion en question en respectant la lettre des vérifications définies au chapitre 6 mais en les regroupant d'une façon mieux adaptée aux problèmes particuliers qui se posent.

CHAPITRE 2

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

Article 2.1 : Béton

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

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

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

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

2.1,1 CARACTÈRES DU BÉTON À PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL

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

COMMENTAIRES

CHAPITRE 2

DONNÉES POUR LE CALCUL CONCERNANT LES MATÉRIAUX

Article 2.1 : Béton

Les données figurant au présent article sont conventionnelles*.

Elles ne s'appliquent pas toutes aux cas suivants :

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

2.1,1 CARACTÈRES DU BÉTON À PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL *

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

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

Les autres données nécessaires au calcul concernent les caractères suivants :

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

TEXTE

2.1,2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

* Les conditions à satisfaire pour qu'un béton puisse être considéré comme atteignant la résistance caractéristique requise figurent dans le fascicule 65 du CCTG.

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

30, 35, 40, 50, 60

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

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

*** On peut admettre que pour $j \leq 28$, la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{et } f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \text{ si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Les bétons à hautes résistances contenant des ultra-fines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes. Pour les bétons traités thermiquement, il convient de se reporter à l'annexe 6.

2.1,2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

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

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

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

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

Pour les bétons non traités thermiquement dont le f_{c28} ne dépasse pas 40 MPa, il peut être tenu compte d'une telle augmentation de f_{cj} au-delà de 28 jours dans les justifications autres que celles concernant les limitations de contraintes et les résistances des sections ; f_{cj} est alors évaluée par la première des formules ci-dessus et bornée à $1,10 f_{c28}$

2.1,3 RÉSISTANCE A LA TRACTION

2.1,4 DÉFORMATIONS LONGITUDINALES INSTANTANÉES

2.1,3 RÉSISTANCE A LA TRACTION

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

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

dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm²).

2.1,4 DÉFORMATIONS LONGITUDINALES INSTANTANÉES

2.1,41 On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur.

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

2.1,42 Dans les cas courants, aux états limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle linéaire. A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté E_{ij} , une valeur conventionnelle égale à :

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

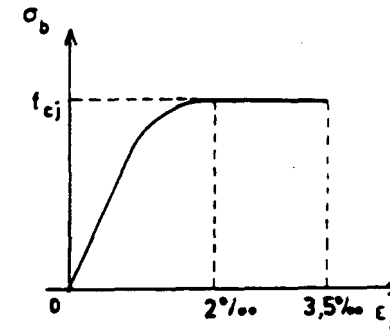
Toutefois, lorsque l'évaluation des déformations nécessite une meilleure précision, et notamment pour le calcul des pertes de précontrainte des pièces

2.1,43

minces fortement comprimées et le contrôle de leur déformation à la fabrication, ou doit pouvoir adopter une loi déformation-contrainte qui, à défaut de données expérimentales probantes, est celle donnée à l'annexe 1.

2.1,43 Lorsqu'on a besoin d'une loi déformation-contrainte représentative du comportement du béton jusqu'à rupture, notamment dans les calculs aux états limites ultimes, il est nécessaire de recourir à l'un des modèles suivants.

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



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

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

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

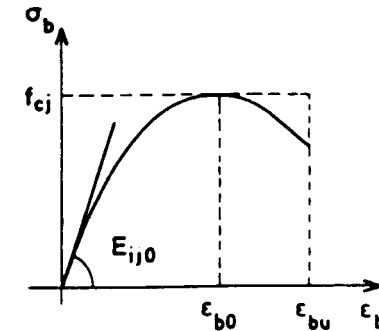
- la valeur du module tangent à l'origine pour lequel on conserve la formule :

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

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

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

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



On peut alors se reporter à l'annexe 1.

2.1,5 DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

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

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

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

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

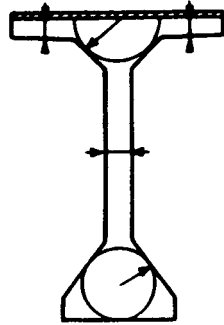
2.1,5 DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES

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

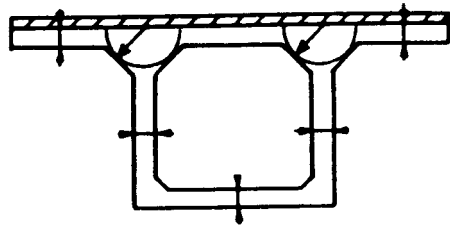
Ces déformations et leur évolution dans le temps dépendent du rayon moyen de la pièce r_m . Lorsqu'on envisage des effets globaux, dans les cas courants, on peut définir le rayon moyen de la pièce par le rapport :

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

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



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



2.1,51 RETRAIT

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

COMMENTAIRES

2.1,51 RETRAIT

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

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

où ε_r est le retrait final du béton *,
et $r(t)$ une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

TEXTE

A défaut de résultats expérimentaux le retrait final ε_r est donné :

- soit par les valeurs forfaitaires suivantes :
 - $1,5 \times 10^{-4}$ dans les climats très humides,
 - 2×10^{-4} en climat humide, ce qui est le cas en France, sauf en son quart Sud-Est,
 - 3×10^{-4} en climat tempéré sec, comme dans le quart Sud-Est de la France,
 - 4×10^{-4} en climat chaud et sec,
 - 5×10^{-4} en climat très sec ou désertique,
- soit, si une plus grande précision est recherchée, par application de l'annexe 1.

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

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

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

2.1,52 FLUAGE

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

2.1,52 FLUAGE

Dans les calculs relatifs aux états limites de service *, la déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge $j = t_1 - t_0$ à une contrainte constante σ_1 est exprimée sous la forme :

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

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

où :

- ε_{ic} est une déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte σ_1 :

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

- K_{fl} est le coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ($t_1 - t_0$) du béton au moment où il subit la contrainte σ_1 ;
- et $f(t - t_1)$ une fonction de la durée du chargement ($t - t_1$), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre ε_{fl} sous la forme :

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

où :

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

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

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

Dans les cas courants, on peut prendre ** :

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

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

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

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

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

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

$$E_{vj} = \frac{11\,000}{1 + \Phi} \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour un béton à hautes performances, de résistance caractéristique f_{c28} supérieure à 50 MPa, il est possible d'adopter pour Φ une valeur inférieure à 2 sous réserve de la justifier par des essais probants.

2.1,6 COEFFICIENT DE POISSON

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

2.1,7 COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

** Le coefficient de dilatation thermique varie approximativement de 8.10^{-6} pour les bétons à granulats entièrement calcaires à 12.10^{-6} pour les bétons à granulats entièrement siliceux.*

Article 2.2 : Armatures de précontrainte

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

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

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

2.2,1 CARACTÈRES À PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS

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

2.1,6 COEFFICIENT DE POISSON

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

2.1,7 COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

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

Article 2.2 : Armatures de précontrainte

Les armatures de précontrainte doivent satisfaire aux prescriptions du titre II (armatures en acier à haute résistance pour construction en béton précontraint par pré ou post-tension) du fascicule 4 (fourniture d'aciers et autres métaux) du CCTG.

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

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

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

2.2,1 CARACTÈRES À PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS

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

- soit des caractères dont les valeurs spécifiées sont fixées par le titre II du fascicule 4 du CCTG ou par la décision d'agrément :
- section nominale de l'armature ;
- valeurs garanties de la charge maximale F_{prg} à rupture qui, rapportée à l'unité de section nominale, est désignée par le symbole f_{prg}^* , et de

2.2,2 RELAXATION

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

Le fascicule 4, titre II du CCTG, définit au maximum 2 sous-classes de relaxation notées respectivement TBR (très basse relaxation ; $\rho_{1000} = 2,5$ %) et RN (relaxation normale ; $\rho_{1000} = 8$ %). Une décision d'agrément peut également retenir une valeur ρ_{1000} intermédiaire.

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

2.2,2 ADHÉRENCE AU BÉTON

2.2,31 CAS DE LA PRÉCONTRAINTE PAR PRÉTENSION

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

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

COMMENTAIRES

- la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % F_{peg} qui, rapportée à l'unité de section nominale, est désignée par le symbole f_{peg}^* ;
- relaxation ;
 - adhérence au béton ;
 - soit des caractères non spécifiés dont les valeurs forfaitaires sont fixées dans les paragraphes ci-dessous :
 - coefficient de dilatation thermique ;
 - module de déformation longitudinale et diagramme efforts-déformations.

2.2,2 RELAXATION

La décision d'agrément fixe la valeur garantie de la perte par relaxation isotherme à 1 000 heures, exprimées en % de la tension initiale et notée ρ_{1000} sous une tension initiale de $0,7 F_{pr}^*$.

La valeur de la perte par relaxation $\Delta\sigma_p(x)$, exprimée en valeur absolue, est donnée par la formule de l'article 3.3,23 **.

2.2,2 ADHÉRENCE AU BÉTON

2.2,31 CAS DE LA PRÉCONTRAINTE PAR PRÉTENSION

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

La longueur nominale de scellement l_{sn} à prendre en compte dans les calculs peut différer sensiblement de l_{cs} lorsque les conditions d'utilisation (tension initiale des armatures, résistance à la com-

TEXTE

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

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

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

- 1,3 pour les torons (y compris les torons constitués de 3 fils) ;
- 1 pour les fils autres que ronds et lisses.

2.2,4 COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

2.2,5 MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE ET DIAGRAMME EFFORTS-DÉFORMATIONS

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

pression du béton à la détension des armatures, notamment) s'écartent des conditions retenues pour l'exécution des essais conventionnels.

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

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

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

Les coefficients d'adhérence η_p et ψ_{sp} (coefficient de fissuration et de scellement) sont fixés par la décision d'agrément ****.

2.2,32 CAS DE LA PRÉCONTRAINTÉ PAR POST-TENSION

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

2.2,4 COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

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

2.2,5 MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE ET DIAGRAMME EFFORTS-DÉFORMATIONS

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

- $E_p = 200\ 000$ MPa pour les fils et les barres ;
- $E_p = 190\ 000$ MPa pour les torons.

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

Article 2.3 : Armatures passives

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

2.3,1 CARACTÈRES À PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS

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

2.3,2 MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE ET DIAGRAMME EFFORTS-DÉFORMATIONS

COMMENTAIRES

Article 2.3 : Armatures passives

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

Elles doivent satisfaire aux prescriptions du titre I « aciers pour béton armé » du fascicule 4 « fourniture d'aciers et autres métaux » du CCTG.

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

2.3,1 CARACTÈRES À PRENDRE EN COMPTE DANS LES CALCULS

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

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

2.3,2 MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE ET DIAGRAMME EFFORTS-DÉFORMATIONS

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

TEXTE

2.3,3 APTITUDE DE L'ARMATURE À RESTER SOLIDAIRE DU BÉTON QUI L'ENTOURE

2.3,3 APTITUDE DE L'ARMATURE À RESTER SOLIDAIRE DU BÉTON QUI L'ENTOURE

Elle est caractérisée par les coefficients d'adhérence, dits de fissuration et de scellement, désignés respectivement par η et ψ_s .

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

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

CHAPITRE 3 PRÉCONTRAINTÉ

Article 3.1 : Tension à l'origine

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

Article 3.2 : Valeur maximale de la tension à l'origine

3.2,2 * Pour les armatures de précontrainte constituées par des fils non ronds ou non lisses, des barres, des torons ou des câbles toronnés ou torsadés, f_{prg} et f_{peg} doivent être remplacés respectivement par les quotients de la charge de rupture garantie F_{prg} et de la charge à la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % garantie F_{peg} par leur section nominale.

COMMENTAIRES

CHAPITRE 3 PRÉCONTRAINTÉ

Article 3.1 : Tension à l'origine

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension* à l'origine, notée σ_{p0} , c'est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension, côté béton, au moment de cette mise en tension.

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

Article 3.2 : Valeur maximale de la tension à l'origine

3.2,1 La tension à l'origine doit être au plus égale aux valeurs limites autorisées par :

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

3.2,2 Elle ne doit pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes* :

- dans le cas de la post-tension :

$$0,80 f_{prg} \left(\text{ou } 0,80 \frac{F_{prg}}{A_p} \right)$$
$$0,90 f_{peg} \left(\text{ou } 0,90 \frac{F_{peg}}{A_p} \right),$$

TEXTE

sauf dans le cas des barres laminées où la tension est limitée à $0,70 f_{prg}$;
- dans le cas de la prétension en règle générale :

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

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

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

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

**Article 3.3 : Pertes de tension
dans le cas de la précontrainte par post-tension**

3.3,1 PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

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

3.3,11 PERTE DE TENSION PAR FROTTEMENT DE L'ARMATURE

COMMENTAIRES

**Article 3.3 : Pertes de tension
dans le cas de la précontrainte par post-tension**

3.3,1 PERTES DE TENSION INSTANTANÉES

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

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

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

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

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

3.3,11 PERTE DE TENSION PAR FROTTEMENT DE L'ARMATURE

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

TEXTE

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

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

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

3.3,12 PERTE DE TENSION À L'ANCRAGE

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

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

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

3.3,13 PERTE DE TENSION PAR DÉFORMATIONS INSTANTANÉES DU BÉTON

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

dans laquelle :

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

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

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

3.3,12 PERTE DE TENSION À L'ANCRAGE

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

3.3,13 PERTE DE TENSION PAR DÉFORMATIONS INSTANTANÉES DU BÉTON

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

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

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

$$6 k \sigma_b$$

σ_b désignant la contrainte finale du béton définie à l'article 3.3,22.

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

3.3,2 PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES

3.3,21 PERTE DE TENSION DUE AU RETRAIT DU BÉTON

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

3.3,22 PERTE DE TENSION DUE AU FLUAGE DU BÉTON

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

** Ces variations peuvent concerner :

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

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

et k un coefficient multiplicateur égal à :

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

3.3,2 PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES

3.3,21 PERTE DE TENSION DUE AU RETRAIT DU BÉTON

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

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

ε_r étant le retrait total du béton, tel qu'il est défini à l'article 2.1,51

j l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte

et $r(t)$ une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps, définie à l'article 2.1,51.

3.3,22 PERTE DE TENSION DUE AU FLUAGE DU BÉTON*

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

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

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

On peut citer comme exemples certaines poutres préfabriquées soumises à des contraintes σ_{bj} , élevées sous leurs 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 de fluage pratiquement irréversibles.

3.3,23 PERTE DE TENSION DUE À LA RELAXATION DE L'ACIER

3.3,24 ÉVALUATION DES PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES EN FONCTION DU TEMPS

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

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

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

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

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

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

3.3,23 PERTE DE TENSION DUE À LA RELAXATION DE L'ACIER

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

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

μ_0 étant un coefficient pris égal à :

- 0,43 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).
- 0,30 pour les armatures à relaxation normale (RN).
- 0,35 pour les autres armatures.

3.3,24 ÉVALUATION DES PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES EN FONCTION DU TEMPS

La perte différée finale est prise égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\rho}^*$$

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

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

la fonction $r(j)$ étant identique à la fonction $r(t)$ définie à l'article 2.1,51.

**Article 3.4 : Pertes de tension
dans le cas de la précontrainte par prétension**

3.4,1 PERTES DE TENSION À LA MISE EN ŒUVRE

3.4,11 PERTES À LA MISE EN TENSION DE L'ARMATURE

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

COMMENTAIRES

**Article 3.4 : Pertes de tension
dans le cas de la précontrainte par prétension**

3.4,1 PERTES DE TENSION À LA MISE EN ŒUVRE

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

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

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

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

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

3.4,11 PERTES À LA MISE EN TENSION DE L'ARMATURE

Il est tenu compte, le cas échéant :

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

TEXTE

3.4,12 PERTES ENTRE LA MISE EN TENSION DE L'ARMATURE ET LA MISE EN PRÉCONTRAINTE DE L'ÉLÉMENT

** Pour certaines productions en série relatives au bâtiment et faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification, il peut être attribué à ces pertes des valeurs forfaitaires qui sont alors précisées dans la décision correspondante.*

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

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

3.4,12 PERTES ENTRE LA MISE EN TENSION DE L'ARMATURE ET LA MISE EN PRÉCONTRAINTE DE L'ÉLÉMENT

Ces pertes de tension* résultent :

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

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

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

3.4,13 PERTE A LA MISE EN PRÉCONTRAINTE DE L'ÉLÉMENT

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

Cette perte est prise égale à :

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

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

k_i étant défini à l'annexe 1.

3.4,2 PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES

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

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

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

3.4,3 EFFET DES DÉFORMATIONS INSTANTANÉES IMPOSÉES POSTÉRIEUREMENT A LA MISE EN PRÉCONTRAINTÉ

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

3.4,2 PERTES DE TENSION DIFFÉRÉES

Les pertes de tension différées doivent être calculées phase par phase*, en suivant les différentes étapes de la construction, c'est-à-dire de l'application des actions permanentes. Chacun des termes dus au retrait et au fluage du béton ainsi qu'à la relaxation des aciers est alors calculé dans l'intervalle de temps séparant deux déformations instantanées dont les effets sont évalués conformément à l'article 3.4,3.

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

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

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

3.4,3 EFFET DES DÉFORMATIONS INSTANTANÉES IMPOSÉES POSTÉRIEUREMENT A LA MISE EN PRÉCONTRAINTÉ

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

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

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

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

Article 3.5 : Valeur probable des forces de précontrainte

Article 3.5 : Valeur probable des forces de précontrainte

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

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

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

CHAPITRE 4

ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Article 4.1 : Actions

4.1,1 GÉNÉRALITÉS

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

- NF P 06-001 : *charges d'exploitation des bâtiments,*
- DTU P 06-002 : *règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions, dites règles N.V. 65, complétées par les règles N 84 (DTU P 06-006),*
- P 06-004 : *charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur,*
- C.P.C., *fascicule 61, titre II : programme de charges et épreuves des ponts routes.*

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

4.1,2 VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS PERMANENTES ET VARIABLES

** En attendant la mise en cohérence de l'ensemble des textes avec les principes des Directives Communes de 1979, l'annexe 8 définit ou précise les*

COMMENTAIRES

CHAPITRE 4

ACTIONS ET SOLLICITATIONS

Article 4.1 : Actions

4.1,1 GÉNÉRALITÉS

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

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

La nature et l'intensité des actions à introduire dans les calculs sont fixées par le marché, soit par référence à des normes, codes ou règlements en vigueur*, soit par référence au présent fascicule du CCTG**, soit directement lorsqu'elles sont propres à l'ouvrage.

4.1,2 VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS PERMANENTES ET VARIABLES*

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

TEXTE

différentes valeurs représentatives de l'intensité des actions à prendre en compte (partie A).

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

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

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

4.1,3 ACTIONS DUES À LA PRÉCONTRAINTÉ

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

- les valeurs caractéristiques F_k
- et, pour les actions variables :
- les valeurs de combinaison $\psi_{0i} Q_{ik}$,
 - les valeurs fréquentes $\psi_{1i} Q_{ik}$,
 - les valeurs quasi permanentes $\psi_{2i} Q_{ik}$,
- (Q_{ik} étant la valeur caractéristique de l'action variable Q_i).

Si possible ces différentes valeurs représentatives sont évaluées sur des bases statistiques. A défaut, elles sont le plus souvent remplacées par des valeurs dites nominales** fixées comme il est dit en 4.1,1 ci-dessus.

4.1,3 ACTIONS DUES À LA PRÉCONTRAINTÉ

La précontrainte est représentée par une valeur de calcul P_d qui est :

- la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P_1 et P_2 (définies en 4.1,31 ci-après) pour les justifications vis-à-vis des états limites de service,
- sa valeur probable P_m pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes.

Lorsque $P_d = \{P_1, P_2\}$, il n'y a jamais lieu d'envisager le cas où des armatures de directions voisines seraient tendues les unes à leur valeur caractéristique maximale, les autres à leur valeur caractéristique minimale*.

Les modalités de prise en compte des valeurs caractéristiques P_1 et P_2 sont précisées au 4.10 ci-après.

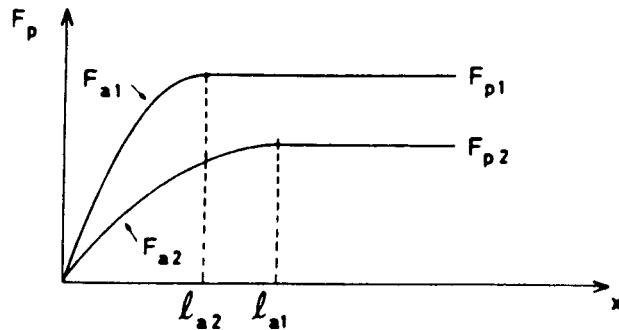
4.1,31 VALEURS CARACTÉRISTIQUES DE LA PRÉCONTRAINTE DANS LE CAS DE LA POST-TENSION ET EN PARTIE COURANTE DES ARMATURES DANS LE CAS DE LA PRÉTENSION

* Pour les pièces préfabriquées faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification, d'autres valeurs peuvent être précisées dans la décision correspondante.

4.1,32 VALEURS CARACTÉRISTIQUES DE LA PRÉCONTRAINTE AU VOISINAGE DES EXTRÉMITÉS DES ARMATURES DANS LE CAS DE LA PRÉTENSION

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

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



COMMENTAIRES

4.1,31 VALEURS CARACTÉRISTIQUES DE LA PRÉCONTRAINTE DANS LE CAS DE LA POST-TENSION ET EN PARTIE COURANTE DES ARMATURES DANS LE CAS DE LA PRÉTENSION

Dans le cas général*, elles sont définies par :

$$P_1(x, t) = 1,02 P_0 - 0,80 \Delta P(x, t)$$

$$P_2(x, t) = 0,98 P_0 - 1,20 \Delta P(x, t)$$

et sont centrées sur la valeur probable

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

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

4.1,32 VALEURS CARACTÉRISTIQUES DE LA PRÉCONTRAINTE AU VOISINAGE DES EXTRÉMITÉS DES ARMATURES DANS LE CAS DE LA PRÉTENSION

A partir de l'extrémité adhérente* d'une armature, on admet que la précontrainte n'atteint sa valeur caractéristique calculée conformément à 4.1,31 qu'au bout d'une longueur d'ancrage de calcul :

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

l_{sn} représentant la longueur nominale de scellement définie en 2.2,31, avec :

$$\gamma_{l1} = 1,20 \quad \text{et} \quad \gamma_{l2} = 0,80$$

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

TEXTE

4.1,4 ACTIONS ACCIDENTELLES

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

Pour un ouvrage particulier, seuls des exemples peuvent être donnés :

- *chocs de navires sur les appuis de ponts,*
- *chocs de véhicules contre des dispositifs de retenue ou appuis de ponts.*

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

Article 4.2 : Justifications

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

*** Voir article 6.5 et annexe 11.*

COMMENTAIRES

4.1,4 ACTIONS ACCIDENTELLES

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

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

Article 4.2 : Justifications

Elles consistent à montrer :

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

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

TEXTE

Article 4.3 : Calcul des sollicitations

4.3,1 RÈGLES GÉNÉRALES

** Le modèle élastique et linéaire est bien adapté au calcul des sollicitations de service dans les ouvrages construits en une seule phase ; il peut également être retenu pour le calcul des sollicitations de service dans les ouvrages hyperstatiques construits en plusieurs phases dans les conditions précisées à l'article 4.3,5.*

Bien qu'imparfait pour évaluer les sollicitations à l'état limite ultime de résistance dans une structure hyperstatique, il est également conservé dans ce cas, sauf prescription contraire du marché, pour des raisons de commodité, mais il est alors loisible de l'adapter dans les conditions fixées à l'article 6.3,1.

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

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

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

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

COMMENTAIRES

Article 4.3 : Calcul des sollicitations

4.3,1 RÈGLES GÉNÉRALES

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

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

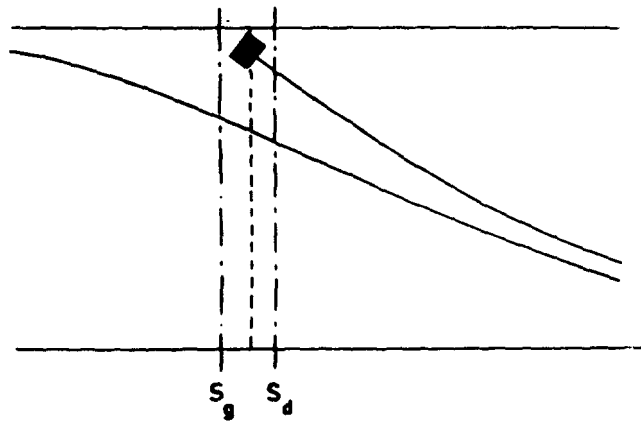
TEXTE

4.3.2 SOLLICITATIONS DÉVELOPPÉES PAR LA PRÉCONTRAİNTE

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

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

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



4.3.2 SOLLICITATIONS DÉVELOPPÉES PAR LA PRÉCONTRAİNTE

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

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

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

4.3,3 SIMPLIFICATIONS ADMISES

4.3,31

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

4.3,4 RESTRICTIONS AU MODELE ÉLASTIQUE ET LINÉAIRE

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

4.3,5 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 au long de son exécution : opérations successives de bétonnage, de mise en tension, de décintrement, de transfert d'appuis, de réglage...*

COMMENTAIRES

4.3,3 SIMPLIFICATIONS ADMISES

4.3,31 - Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendent pas de la valeur du module d'élasticité, il est loisible de substituer aux constantes mécaniques qui semblent caractériser le mieux la déformabilité réelle des pièces celles qui s'attachent aux sections brutes de ces pièces supposées non fissurées et abstraction faite de leurs armatures, sous réserve toutefois que les rapports des déformabilités des différents éléments structuraux ne soient pas fondamentalement changés par cette substitution *.

4.3,32 - Lorsque les efforts dépendent du coefficient de Poisson, la valeur de ce dernier est choisie conformément à l'article 2.1,6 de la présente instruction.

4.3,33 - Pour les vérifications aux états limites ultimes, il est souvent possible de négliger les sollicitations dues aux déformations imposées dans la mesure où la ductilité des pièces en cause l'autorise.

4.3,4 RESTRICTIONS AU MODÈLE ÉLASTIQUE ET LINÉAIRE

Il convient :

- de tenir compte des dispositions de l'article 4.3,5 ci-après lorsqu'il s'agit d'ouvrages exécutés en plusieurs phases ;
- de tenir compte des effets des déformations, généralement appelés effet du second ordre, dans le cas où ils ne sont pas négligeables * ;
- de tenir compte des dispositions de l'article 6.3,1 pour l'évaluation des sollicitations de calcul aux états limites ultimes de résistance.

4.3,5 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 en règle générale le principe de superposition des états de déformations partiels successifs en supposant, pour le calcul des efforts, la visco-élasticité et l'absence de fissuration du béton *.

TEXTE

La gêne apportée par le phasage de la construction au libre développement des déformations du béton (par retrait et fluage) engendre des redistributions d'efforts et (ou) de contraintes que seule une analyse visco-élastique tenant compte de la chronologie des opérations permet d'appréhender rigoureusement.

Deux cas peuvent se présenter, et éventuellement se combiner :

- *une section de béton composée de 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 ;

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

Le bridage progressif des déformations, consécutif à l'augmentation du degré d'hyperstaticité du système, provoque une redistribution des efforts.

Ces deux cas se combinent notamment dans les structures très courantes réalisées avec des poutres préfabriquées précontraintes surmontées d'un hourdis en béton armé coulé en place et mises en continuité mécanique par les procédés du béton armé. Mais alors l'évaluation des réactions hyperstatiques doit obligatoirement tenir compte de l'hétérogénéité de comportement des parties de la structure situées au droit des appuis de continuité et à leur voisinage (béton armé) par rapport à celles situées en travée (béton précontraint), le modèle élastique et linéaire ne pouvant plus être utilisé. La fissuration des sections d'appui se traduit par un transfert de sollicitations de ces dernières vers les sections en travée.

Il est cependant loisible, pour des structures classiques, de conserver le modèle élastique en superposant, s'il y a lieu, aux efforts et contraintes calculés dans cette hypothèse, compte tenu des phases successives de construction de l'ouvrage, les variations d'efforts et de contraintes dues aux déformations différées du béton (retrait et fluage) évaluées de façon forfaitaire, selon des modalités fixées par le marché compte tenu de l'expérience acquise sur ce type de structure.

Article 4.4 : Sollicitations de calcul. Généralités

* Comme précisé dans les D.C. 79, on distingue les situations durables, transitoires et accidentelles.

Le plus souvent, on a à envisager :

- une ou plusieurs situations transitoires : la ou les situations d'exécution,
- une situation durable : la situation d'exploitation (dans certains cas, on peut avoir plusieurs situations d'exploitation),
- éventuellement, une ou plusieurs situations accidentelles.

** En effet, dans ces justifications, la valeur effective de la précontrainte n'a que très peu d'influence sur la sécurité.

*** Les contraintes calculées dépendent alors directement de la valeur de la précontrainte. D'où la nécessité d'introduire les valeurs caractéristiques P_1 et P_2 pour vérifier que sont respectées les contraintes limites définies en 6.1, 7.2 et 7.6.4.

Toutefois, afin d'éviter des calculs superfétatoires, il est loisible de baser le calcul systématique des contraintes le long d'un ouvrage sur la valeur probable de la précontrainte, seules les sections où ce calcul met en évidence les marges les plus faibles vis-à-vis des contraintes limites devant faire l'objet de vérifications complémentaires à partir des valeurs caractéristiques de la précontrainte, selon des modalités simplifiées définies en 4.10.

Bien entendu, cette latitude n'interdit nullement, lorsqu'on dispose de moyens de calcul adéquats, d'effectuer les vérifications complètes avec P_1 et P_2 , cette seconde façon de procéder étant celle qui offre les garanties les meilleures quant au respect effectif des contraintes limites.

D'autres méthodes destinées à réduire le volume des calculs sont également envisageables : sauf dans certains cas où les redistributions d'efforts consécutives au fluage sont importantes, on peut ainsi se contenter de faire intervenir P_1 pour les vérifications à la mise en exploitation de l'ouvrage et P_2 pour les vérifications à long terme.

Article 4.4 : Sollicitations de calcul. Généralités

Dans chaque situation prévue pour une structure, il y a lieu, en principe, de considérer l'ensemble des sollicitations de calcul définies aux articles 4.5 et 4.6 ci-après *.

Pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes de résistance, les sollicitations de calcul sont basées sur la seule valeur probable P_m de la précontrainte **.

En revanche, les sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service font intervenir la plus défavorable des valeurs caractéristiques P_1 et P_2 ***.

Dans ce qui suit, P_d représente l'action de la précontrainte prise avec sa valeur de calcul ; R_d l'ensemble des réactions hyperstatiques correspondant à l'application de la précontrainte prise avec sa valeur P_d .

$S(P_d)$ symbolise la sollicitation totale de précontrainte ;

$S(R_d)$ la sollicitation hyperstatique de précontrainte développée par les liaisons surabondantes externes et internes de la structure.

P_m et R_m sont les homologues de P_d et R_d lorsqu'on fait intervenir la précontrainte avec sa seule valeur probable.

**Article 4.5 : Sollicitations de calcul
vis-à-vis des états limites ultimes de résistance**

4.5,1 COMBINAISONS FONDAMENTALES

* Dans une combinaison donnée, G_{max} et G_{min} désignent des actions d'origine et de nature différentes, ce qui exclut de partager une même action entre les deux parties. En particulier, le poids propre d'une poutre continue est introduit avec le même coefficient sur toute sa longueur.

Par contre, s'il s'agit de l'action d'un remblai dont le poids propre a un effet favorable et la poussée un effet défavorable, il convient de prendre la valeur minimale du poids (G_{min}) et la valeur maximale de la poussée (G_{max}), car les incertitudes sur ces deux éléments ont des origines physiques différentes.

** Il en est ainsi par exemple :

- des pièces justiciables de vérifications aux états limites de stabilité de forme lorsque les armatures de précontrainte sont extérieures au béton, sans liaison avec lui sauf à leurs extrémités,
- de certains éléments bidimensionnels précontraints dans une direction lorsqu'on procède à une justification dans une direction perpendiculaire (par exemple : pont-dalle dont le câblage n'est pas uniformément réparti sur sa largeur, ou hourdis de pont-caisson de hauteur variable contenant des armatures de précontrainte).

La valeur 1,35 de γ_p peut également être à considérer pour certaines justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes lorsque la précontrainte est la seule action à donner des effets significatifs (câbles inclinés ancrés à l'extrémité d'une console par exemple) ; mais il est exceptionnel qu'un tel cas s'avère prépondérant.

*** Pour certaines constructions provisoires, le marché peut spécifier d'autres valeurs de γ_{Q1} , après analyse notamment des conditions de fonctionnement et d'exploitation.

**** Les charges de caractère particulier pour les ponts-routes sont les convois militaires et les convois exceptionnels définis par les articles 9 et 10 du titre II du Fascicule 61 du C.P.C. ou dans le marché.

COMMENTAIRES

**Article 4.5 : Sollicitations de calcul
vis-à-vis des états limites ultimes de résistance**

4.5,1 COMBINAISONS FONDAMENTALES

En règle générale, les sollicitations de calcul à considérer sont les suivantes :

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

avec les notations définies ci-dessous :

G_{max} représente l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} représente l'ensemble des actions permanentes favorables * ;

Q_{1k} représente la valeur caractéristique de l'action de base ;

$\psi_{0i} Q_{ik}$ représente la valeur de combinaison d'une action d'accompagnement.

γ_p vaut 1 dans la plupart des cas ;
1,35 si cette valeur est plus défavorable, pour les justifications dans les éléments, les zones ou les directions vis-à-vis desquels la précontrainte est à considérer comme une action extérieure **.

γ_{Q1} vaut 1,5 dans le cas général ***,

1,35 pour la température s'il y a lieu de la prendre en compte,

1,35 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ****,

1,35 pour les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine *****.

TEXTE

***** Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine sont destinés à abriter des animaux, des matériels ou des produits, à l'exclusion de toute activité humaine permanente.

***** Dans le cas des systèmes de poutres, lorsque des variations significatives de tension sont à prendre en compte dans les armatures de précontrainte, ce qui est le cas lorsque l'adhérence entre lesdites armatures et le béton est assurée (par l'intermédiaire du coulis d'injection et de la gaine dans le cas de la post-tension), il est loisible, pour les justifications vis-à-vis des sollicitations normales, de prendre comme sollicitations de calcul :

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

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

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

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

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

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

4.5,2 COMBINAISONS ACCIDENTELLES

* Dans les mêmes conditions qu'en 4.5,1*****, il est loisible de prendre comme sollicitations de calcul :

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

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

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

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

4.5,2 COMBINAISONS ACCIDENTELLES

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

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

avec les notations ci-dessous :

F_A est la valeur nominale de l'action accidentelle,

ψ₁₁Q_{1k} est la valeur fréquente d'une action variable,

ψ_{2i}Q_{ik} est la valeur quasi permanente d'une autre action variable.

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

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

4.6,1 COMBINAISONS RARES

Les sollicitations de calcul sont de la forme :

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

4.6,2 COMBINAISONS FRÉQUENTES

Les sollicitations à considérer sont :

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

4.6,3 COMBINAISONS QUASI PERMANENTES

Les sollicitations de calcul sont alors :

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

Article 4.7 : Vérification de l'équilibre statique

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

** Ces états limites sont très divers suivant la nature de la construction et suivant leurs conséquences. Il s'agit le plus souvent de cas délicats pour lesquels des analyses particulières doivent être conduites en s'inspirant des Directives Communes de 1979 (article 6).

Article 4.10 : Modalités de prise en compte des valeurs caractéristiques de la précontrainte

* Le calcul systématique avec P_m constitue, dans tous les cas, une référence indispensable à l'ingénieur puisqu'il traduit le comportement probable de l'ouvrage.

4.10,1 SECTIONS SOUMISES À VÉRIFICATIONS COMPLÉMENTAIRES

- * Dans le cas de la post-tension, ces précautions consistent notamment :
- à prévoir, dès le niveau de la conception, des conduits vides permettant de mettre en place des câbles complémentaires pour les cas où la tension probable ne serait pas obtenue sur chantier ;

COMMENTAIRES

Article 4.7 : Vérification de l'équilibre statique *

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

Article 4.8 : Vérification de la stabilité de forme

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

Article 4.9 : Vérification à la fatigue

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

Article 4.10 : Modalités de prise en compte des valeurs caractéristiques de la précontrainte

Vis-à-vis des états limites de service et des états limites de fatigue, un ouvrage est considéré comme vérifié avec $P_d = \{P_1, P_2\}$ même si l'évaluation systématique des contraintes y est effectuée avec P_m * pourvu que, dans les sections définies en 4.10,1, soient faites des vérifications complémentaires à partir des valeurs caractéristiques P_1 et P_2 de la précontrainte dans les conditions précisées en 4.10,2.

4.10,1 SECTIONS SOUMISES À VÉRIFICATIONS COMPLÉMENTAIRES

- Ce sont les sections où l'une des conditions suivantes est remplie :
- la marge entre les contraintes normales du béton calculées à partir de P_m et les contraintes limites correspondantes définies en 6.1,2 est inférieure à $k f_{cj}$,

TEXTE

- à imposer des mesures du coefficient de transmission sur les premiers câbles mis en tension (épreuve de convenance) et sur un nombre suffisant de câbles tendus ultérieurement (épreuve de contrôle) ;
- à établir un programme de travaux suffisamment échelonné pour permettre de déterminer et d'effectuer les corrections éventuellement nécessaires.

Ces précautions doivent être clairement explicitées par le marché.

** Dans le cas où il a défini les précautions particulières en question, le marché peut fixer d'autres valeurs pour k et k' , compte tenu de la sensibilité de la structure aux effets de la précontrainte.

En pratique : $0 \leq k \leq 0,03$
 $0,92 \leq k' \leq 1$

4.10,2 VÉRIFICATIONS COMPLÉMENTAIRES

* Ceci revient à admettre que l'incertitude sur la précontrainte ($P_1 - P_m = P_m - P_2$) n'est que locale, le comportement d'ensemble de la structure restant convenablement représenté par les calculs effectués à partir de P_m .

- le calcul des contraintes normales relève effectivement de la classe III,
- les contraintes de cisaillement τ ne satisfont pas aux inégalités obtenues à partir de celles de 7.2 et de 7.6,4 en y remplaçant τ_{lim} par $k'\tau_{lim}$, aussi bien τ que τ_{lim} étant évaluées sur la base de P_m .

Dans les cas courants, les coefficients k et k' valent :

$$k = 0,04; k' = 0,90.$$

Lorsque, sur prescription du marché, des précautions particulières sont prises, tant au niveau de la conception qu'au niveau de l'exécution, pour que la précontrainte probable P_m soit réalisée dans l'ouvrage *, ces valeurs sont ramenées aux suivantes ** :

$$k = 0,02; k' = 0,95.$$

4.10,2 VÉRIFICATIONS COMPLÉMENTAIRES

Dans les sections précédemment définies, les contraintes calculées sur la base de P_m sont réévaluées à partir de P_1 et P_2 mais il est loisible de ne tenir compte que de l'effet isostatique de ($P_1 - P_m$) ou de ($P_2 - P_m$) pour effectuer cette réévaluation *.

Les nouvelles contraintes ainsi obtenues doivent satisfaire strictement aux conditions de 6.1,2, 7.2, 7.6,4 et 6.5,4 dans le cas d'une vérification vis-à-vis des états limites de fatigue. Elles sont à utiliser pour évaluer le ferrailage minimal prévu par 6.1,32.

CHAPITRE 5 DÉFINITION DES SECTIONS

Article 5.1 : Sections brutes

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

Article 5.2 : Sections de référence pour le calcul des contraintes

COMMENTAIRES

CHAPITRE 5 DÉFINITION DES SECTIONS

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

Article 5.1 : Sections brutes

Pour l'évaluation :

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

on prend en compte les sections brutes ainsi définies :

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

Article 5.2 : Sections de référence pour le calcul des contraintes

5.2.1 SECTIONS NON FISSURÉES

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

TEXTE

5.2,11 SECTIONS NETTES

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

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

5.2,12 SECTIONS HOMOGENES

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

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

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

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

5.2,11 SECTIONS NETTES

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

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

5.2,12 SECTIONS HOMOGENES*

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

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

5.2,13 INTERVENTION DES ACIERS PASSIFS

Il est loisible de faire intervenir les armatures passives dans la définition tant des sections nettes (5.2,11) que des sections homogènes (5.2,12) en ajoutant aux sections précédemment définies la section de ces armatures passives multipliées par un coefficient d'équivalence adéquat ($n_i = 5$ ou $n_v = 15$), sous réserve que les aciers correspondants respectent les conditions définies au chapitre A.6 et à l'article A.8.1 du règlement BAEL.

5.2,2 SECTIONS FISSURÉES

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

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

*** Voir 5.2,12 **.

**** Voir 6.1,12.

5.2,2 SECTIONS FISSURÉES

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

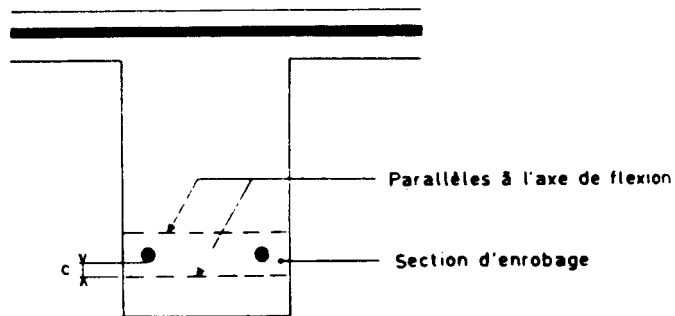
- de la seule partie comprimée du béton de la section,
- de la section des armatures passives longitudinales multipliée par le coefficient d'équivalence $n_v = 15$, dans la mesure où les armatures en question satisfont aux prescriptions du chapitre A.6 et à l'article A.8.1 du règlement BAEL,
- de la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

ρ vaut :

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

Article 5.3 : Sections d'enrobage

*



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

Article 5.3 : Sections d'enrobage

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

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

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

Article 5.4 : Largeur participante des tables des poutres en té

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

5.4,1 DÉTERMINATION DES INCONNUES HYPERSTATIQUES DE TOUTE NATURE

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

En revanche, afin de justifier les sections, il convient de se référer au paragraphe 5.4,2 pour calculer tant les sollicitations isostatiques de précontrainte que les contraintes correspondantes.

Article 5.4 : Largeur participante des tables des poutres en té

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

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

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

5.4,1 DÉTERMINATION DES INCONNUES HYPERSTATIQUES DE TOUTE NATURE *

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

5.4,2 JUSTIFICATION DES SECTIONS

5.4,21 CALCUL DES CONTRAINTES ÉQUILIBRANT L'EFFORT NORMAL

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

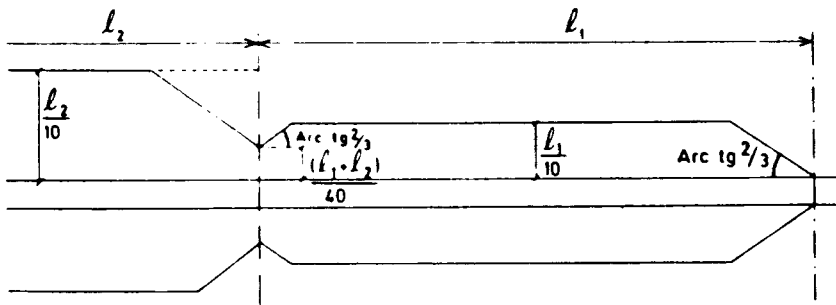
La limitation ici définie a pour seul objet l'évaluation des contraintes normales sur les sections droites (σ_x). Elle traduit la diffusion progressive des contraintes de compression dans le hourdis lorsque la majeure partie de l'effort normal est introduite à l'about de la poutre. Lorsqu'il en va autrement,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

Il convient de remarquer que les contraintes développées par l'effort normal finissent par intéresser toute la largeur du hourdis alors que les contraintes provoquées par la flexion se localisent au voisinage des nervures (voir 5.4,22).

5.4,22 CALCUL DES CONTRAINTES ÉQUILIBRANT LES AUTRES SOLLICITATIONS

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

** Les diverses limitations du 5.4,22 sont résumées sur le schéma ci-dessous :



COMMENTAIRES

5.4,2 JUSTIFICATION DES SECTIONS

5.4,21 CALCUL DES CONTRAINTES ÉQUILIBRANT L'EFFORT NORMAL

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

5.4,22 CALCUL DES CONTRAINTES ÉQUILIBRANT LES AUTRES SOLLICITATIONS

La largeur b en cause est alors plafonnée :

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

Article 5.5 : Changement de section

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

TEXTE

CHAPITRE 6

JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES SOUS SOLlicitATIONS NORMALES

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

Article 6.1 : Etats limites de service

6.1,1 HYPOTHÈSES DE CALCUL

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

6.1,11 PRÉCONTRAİNTE ADHÉRENTE

** Les calculs définis au chapitre 3, concernant l'évaluation de la tension dans les armatures de précontrainte, tiennent compte des déformations de celles-ci sous l'effet de toutes les actions permanentes. Il n'y a donc pas lieu d'homogénéiser ces armatures de précontrainte pour calculer les contraintes correspondant à des actions permanentes. En revanche, on peut tenir compte des armatures passives comme indiqué en 5.2,13.*

COMMENTAIRES

CHAPITRE 6

JUSTIFICATION DES PIÈCES PRISMATIQUES LINÉAIRES* SOUS SOLlicitATIONS NORMALES

Article 6.1 : Etats limites de service

6.1,1 HYPOTHÈSES DE CALCUL

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

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

6.1,11 PRÉCONTRAİNTE ADHÉRENTE

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

- a) Calcul en section non fissurée :
- le béton tendu résiste à la traction ;
 - les matériaux ne subissent aucun glissement relatif.

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

TEXTE

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

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

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

$\Delta'' \sigma_{pd}$ (comme la contrainte σ_s dans les aciers passifs) résulte d'un calcul de flexion composée sur la section homogène réduite, pour lequel l'effort normal inclut le terme $P_d + \Delta' P_d$ (avec $\Delta' P_d = A_p \Delta' \sigma_{pd}$, A_p désignant la section des armatures de précontrainte). La section homogène réduite en question est définie à l'article 5.2,2 ; l'attention est attirée sur le fait que sa définition ne fait intervenir qu'une fraction ρ de la section A_p des armatures de précontrainte longitudinale.

6.1,2 CLASSES DE VÉRIFICATION

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

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

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

b) Calcul en section fissurée :

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

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

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

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

6.1,12 CAS DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ NON ADHÉRENTES

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

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

6.1,2 CLASSES DE VÉRIFICATION

Pour les sections courantes, les vérifications se répartissent en trois classes * auxquelles correspondent des contraintes limites des matériaux.

6.1,21 EXIGENCES COMMUNES AUX TROIS CLASSES

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

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

** Le marché peut autoriser une limite supérieure à $0,50 f_{c28}$ mais en toute hypothèse inférieure à $0,60 f_{c28}$ lorsque le dépassement de la valeur $0,50 f_{c28}$ sous combinaison quasi permanente intéresse une structure âgée d'au moins un an (cas où des actions permanentes ou quasi permanentes complémentaires sont appliquées à un ouvrage déjà ancien).

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

**** Pour les ponts, le marché peut modifier ces limites dans les conditions précisées par les documents types du S.E.T.R.A.

Par ailleurs, l'attention est attirée sur le risque de flèche parasite en cas de stockage prolongé. Il est prudent de limiter à trois semaines environ la durée de stockage lorsque l'écart de contraintes entre fibre supérieure et fibre inférieure dépasse $0,7 f_{cj}$ au voisinage de la mi-portée de l'ouvrage.

6.1,22 CLASSE I

6.1,23 CLASSE II

6.1,21 EXIGENCES COMMUNES AUX TROIS CLASSES

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

- $0,50 f_{c28}$ sous l'effet de la combinaison quasi permanente ** ;
- $0,60 f_{c28}$ sous l'effet des combinaisons rares et des combinaisons fréquentes ;
- $0,60 f_{cj}$ en cours d'exécution, ramenée à $0,55 f_{cj}$ si j est inférieur à trois jours ***, sauf pour les pièces fabriquées industriellement faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification ; dans ce cas, la contrainte limite de compression est fixée à une valeur comprise entre $0,6 f_{cj}$ et $2/3 f_{cj}$ ****.

6.1,22 CLASSE I

En situation d'exploitation, aucune contrainte de traction n'est admise sur l'ensemble de la section.

En situation d'exécution, les contraintes de traction sont partout bornées à $0,7 f_{tj}$.

6.1,23 CLASSE II

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

* La limite de $0,7 f_{ij}$ suppose que les valeurs des actions prises en compte en situation d'exécution ont une probabilité d'atteinte non négligeable. Si tel n'est pas le cas, la contrainte limite de traction dans la section d'enrobage peut être portée à f_{ij} .

6.1,24 CLASSE III

* Ces règles imposent notamment de respecter :

$$\sigma_s \leq \begin{cases} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \end{cases}$$

η étant le coefficient de fissuration égal à l'unité pour les ronds lisses et à la valeur fixée par la fiche d'identification pour les autres armatures ; et f_{ij} la résistance à la traction du béton, exprimée en MPa.

Le marché peut, par ailleurs, remplacer le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable par celui où elle est considérée comme très préjudiciable (article A.4.5,34 du BAEL).

** Ces limitations ont pour objet de réduire les risques de fatigue dans les cas courants où aucune vérification spécifique n'est effectuée à cet égard (voir article 6.5).

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

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares : f_{ij} dans la section d'enrobage ; $1,5 f_{ij}$ ailleurs.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes : 0 dans la section d'enrobage.
- En situation d'exécution : $0,7 f_{ij}$ dans la section d'enrobage * et $1,5 f_{ij}$ ailleurs.

6.1,24 CLASSE III

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

- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation d'exécution, les aciers passifs quelle que soit leur position respectent les règles définies par l'article A.4.5,33 du BAEL pour le cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable *, sauf en ce qui concerne les prescriptions relatives aux armatures de peau, auxquelles se substituent celles de l'article 6.1,31 et 6.1,32 ; les surtensions dans les aciers de précontrainte ne dépassent pas $0,10 f_{prg}$ dans le cas de la post-tension et la plus petite des deux valeurs $0,10 f_{prg}$ et $150 \eta_p$ MPa dans le cas de la prétension.
- En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes, les surtensions dans les aciers de précontrainte sont limitées à 100 MPa et les tensions dans les aciers passifs à $0,35 f_e$ **.
- En situation d'exploitation, sous l'effet de la combinaison quasi permanente, la section d'enrobage demeure entièrement comprimée ***.

6.1,3 RÈGLES COMPLÉMENTAIRES RELATIVES AUX ARMATURES PASSIVES

6.1,31 ARMATURES DE PEAU

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

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

*** Dans le cas des pièces préfabriquées, précontraintes par prétension, faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification, des prescriptions particulières peuvent se substituer aux règles générales de 6.1,31.

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

6.1,32 RÈGLES PARTICULIÈRES DE FERRAILLAGE MINIMAL

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

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

COMMENTAIRES

6.1,3 RÈGLES COMPLÉMENTAIRES RELATIVES AUX ARMATURES PASSIVES

6.1,31 ARMATURES DE PEAU *

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

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

Sauf pour les pièces préfabriquées, précontraintes par prétension, faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification ****, la section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 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 les armatures de précontrainte prétendues voisines d'un parement.

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la section transversale d'une poutre doit être d'au moins 2 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.

6.1,32 RÈGLES PARTICULIÈRES DE FERRAILLAGE MINIMAL *

Dans les parties de section où le béton est tendu et sous réserve que la zone tendue présente une hauteur supérieure à 5 centimètres, la section d'armatures résultant de 6.1,31 est augmentée, en tant que de besoin, de façon à représenter au moins :

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

TEXTE

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

Dans le cas de la prétension, il est loisible de remplacer la formule précédente par :

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

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

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

6.1,4 SECTIONS DE JOINT OU DE REPRISE

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

6.1,4 SECTIONS DE JOINT OU DE REPRISE *

6.1,41 COMPRESSION DU BÉTON

Les règles énoncées en 6.1,21 et relatives à la limitation de la compression du béton demeurent valables pour les surfaces de reprise exécutées suivant les règles de l'art ainsi que pour les joints dont le mode de réalisation permet d'escompter une résistance propre équivalente à celle du béton du reste de l'ouvrage ; cette dernière condition peut être considérée comme le plus souvent satisfaite dans le cas des joints sans épaisseur exécutés de façon à assurer un contact parfait entre les deux pièces en cause ainsi que dans celui des joints bétonnés ayant au moins 10 centimètres d'épaisseur.

Dans les autres cas, les contraintes limites de l'article 6.1,21 sont à frapper du coefficient minorateur 0,80.

6.1,42 SECTIONS DE JOINT OU DE REPRISE TRAVERSÉES PAR DES ARMATURES PASSIVES

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

6.1,43 SECTIONS DE JOINT ENTRE ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

** Voir le commentaire* du 4.10,1.*

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

6.1,5 SECTIONS DE COUPLAGE

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

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

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

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

6.1,42 SECTIONS DE JOINT OU DE REPRISE TRAVERSÉES PAR DES ARMATURES PASSIVES

Sauf éventuellement en ce qui concerne la limite à la compression du béton évoquée en 6.1,41 et hormis le cas des sections de couplage traité en 6.1,5, les justifications sont les mêmes qu'en section courante, à condition que la continuité des armatures passives soit assurée conformément aux prescriptions du règlement BAEL*.

6.1,43 SECTIONS DE JOINT ENTRE ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS

Il n'est pas admis de justifier en classe III des sections de joint sans armatures passives.

De telles sections ne peuvent être justifiées en classe II que si toutes les précautions sont prises pour que la valeur probable P_m de la précontrainte soit au moins réalisée*. Alors, en plus des justifications relatives aux sections courantes qui leur sont applicables, il y a lieu de vérifier que, sous l'effet des combinaisons rares, la précontrainte étant prise en compte avec sa valeur probable P_m , ces sections de joint demeurent entièrement comprimées**.

6.1,5 SECTIONS DE COUPLAGE

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

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

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

La continuité des armatures passives nécessaires doit être assurée sur une longueur minimale égale à $\frac{\ell}{2} + \ell_3$ de chaque côté du joint, ℓ désignant la

**** Voir article 8.3,1 et annexe 4.

***** Voir article A.6.1,22 du B.A.E.L.

Article 6.2 : Calcul des déformations. Etats limites de service vis-à-vis des déformations

6.2,1 OBJET

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

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

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

6.2,2 HYPOTHÈSES DE CALCUL DES DÉFORMATIONS

plus grande des longueurs de régularisation associées à la section **** et l_s la longueur de scellement droit des dites armatures *****.

Article 6.2 : Calcul des déformations. Etats limites de service vis-à-vis des déformations

6.2,1 OBJET

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

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

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

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

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

6.2,2 HYPOTHÈSES DE CALCUL DES DÉFORMATIONS

6.2,21 DÉFORMATIONS PROBABLES ET DÉFORMATIONS POSSIBLES

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

6.2,22 HYPOTHÈSES FONDAMENTALES

** Dans une structure fissurée, c'est la contrainte moyenne des aciers entre fissures qui intervient pour évaluer les déformations. Voir 6.2,24***.*

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

6.2,23 CALCUL DES DÉFORMATIONS DES PIÈCES JUSTIFIÉES EN CLASSE I OU EN CLASSE II

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

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

$$\Delta\chi = \frac{\Delta M}{I} \left\{ \frac{1}{E_{ij}} + \frac{K_{\Pi}(t_j)}{E_{i28}} f(t - t_j) \right\}$$

avec les notations du chapitre 2.

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

6.2,22 HYPOTHÈSES FONDAMENTALES

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

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

Ces calculs doivent tenir compte des phases successives de construction et du calendrier d'application des sollicitations en vue d'appréhender correctement les déformations différées du béton compte tenu des indications de l'annexe 1 **.

6.2,23 CALCUL DES DÉFORMATIONS DES PIÈCES JUSTIFIÉES EN CLASSE I OU EN CLASSE II

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

6.2,24 CALCUL DES DÉFORMATIONS DES PIÈCES JUSTIFIÉES EN CLASSE III

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

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

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

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

**** Cette variation de raccourcissement du béton est évaluée compte tenu, éventuellement, du fluage selon les indications de l'annexe 1.

**** Cette participation du béton tendu se traduit par un allongement moyen de l'acier inférieur à celui que l'on calcule à partir de la contrainte σ_s de l'armature au droit d'une fissure (σ_s / E_s). Voir à ce sujet le commentaire*** de l'article A.4.6,12 du BAEL.

6.2,3 ÉTATS LIMITES DE DÉFORMATION

* Se reporter notamment à l'article B.6.5,3 du BAEL.

6.2,24 CALCUL DES DÉFORMATIONS DES PIÈCES JUSTIFIÉES EN CLASSE III

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

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

$$\Delta \chi = \frac{\Delta \varepsilon_b + \Delta \varepsilon_s}{d_s}$$

où l'on désigne par :

- $\Delta \varepsilon_b$ la variation de raccourcissement du béton sur la fibre la plus comprimée***,
- $\Delta \varepsilon_s$ la variation d'allongement moyen dans les aciers passifs les plus proches de la fibre opposée, quantité que l'on évalue compte tenu de la participation du béton tendu****,
- d_s la distance des aciers passifs en question à la fibre la plus comprimée.

6.2,3 ÉTATS LIMITES DE DÉFORMATION

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

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

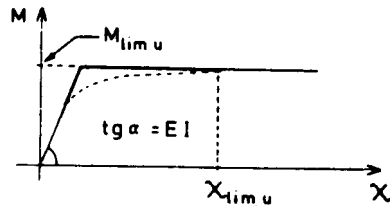
Article 6.3 : Etats limites ultimes

6.3,1 SOLLICITATIONS DE CALCUL

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

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

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



L'évaluation du $\chi_{lim u}$ d'une section découle immédiatement du calcul de sa sollicitation résistante ultime sous effort normal de calcul N_u (voir 6.3,2*).

6.3,2 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

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

Compte tenu de la convexité de ce domaine, une méthode possible consiste à se fixer n-1 des n paramètres dont dépend la sollicitation (n = 2 en cas

Article 6.3 : Etats limites ultimes

6.3,1 SOLLICITATIONS DE CALCUL

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

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

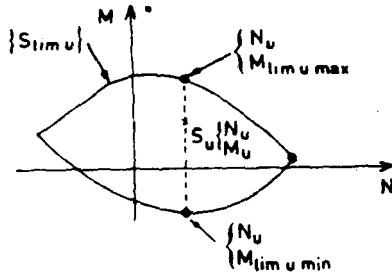
$$\chi_{lim u} \frac{h}{3}$$

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

6.3,2 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

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

de flexion composée non déviée) en les prenant égaux à ceux de la sollicitation de calcul S_u et à comparer le n^e paramètre de S_u avec celui des deux points correspondants de la frontière.



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

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

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

6.3.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS RÉSISTANTES ULTIMES

6.3.31 PRÉCONTRAÎNTE ADHÉRENTE (PRÉTENSION OU POST-TENSION AVEC INJECTION)

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

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

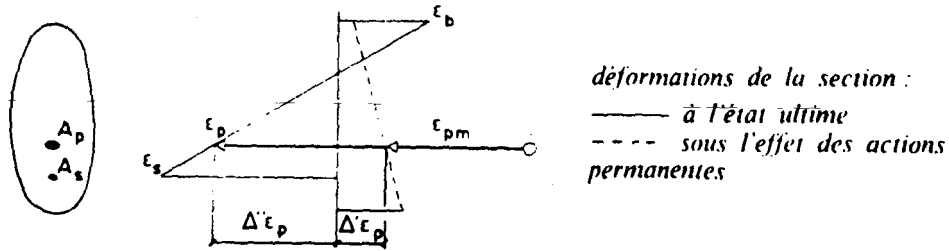
- les déformations ϵ_b du béton,
- les déformations ϵ_s des aciers passifs.
- les variations de déformation $\Delta \epsilon_p$ des aciers de précontrainte comptées à partir du retour à 0 de la déformation du béton adjacent.

6.3.3 CALCUL DES SOLLICITATIONS RÉSISTANTES ULTIMES

6.3.31 PRÉCONTRAÎNTE ADHÉRENTE (PRÉTENSION OU POST-TENSION AVEC INJECTION *)

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- les sections droites restent planes,
- la résistance à la traction du béton est négligée,
- les matériaux ne subissent aucun glissement relatif**,
- le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini en 6.3,311,
- le diagramme contraintes-déformations du béton est celui du paragraphe 6.3,312,
- les diagrammes contraintes-déformations de calcul des aciers se déduisent de ceux de l'annexe 2 en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/\gamma_s$ (respectivement $1/\gamma_p$), avec $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$ sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte $\gamma_s = \gamma_p = 1$.



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

— l'allongement préalable : $\epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p}$.

— un accroissement d'allongement $\Delta'\epsilon_p$ accompagnant le retour à 0 de la déformation du béton adjacent, évalué forfaitairement à :

$$\Delta'\epsilon_p = \frac{5 \sigma_{bpm}}{E_p}$$

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

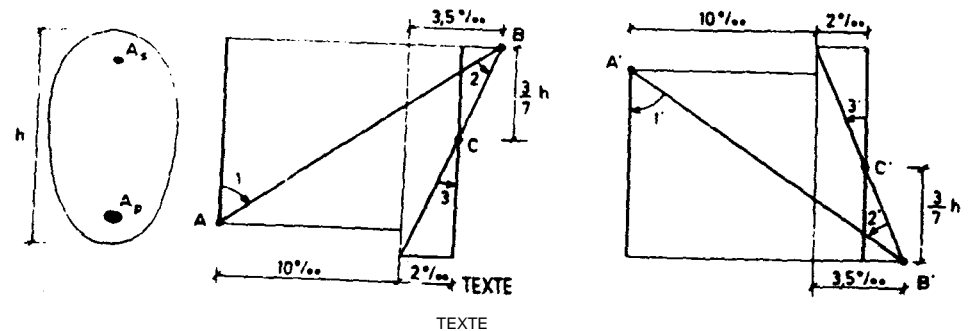
- une variation de déformation complémentaire $\Delta''\epsilon_p$ qui apparaît directement sur le diagramme des déformations de la section.

6.3,311 DISTRIBUTION DES DÉFORMATIONS LIMITES

* Avec les notations du 6.3,31*, il s'agit là, pour une armature de précontrainte, de son $\Delta''\epsilon_p$ et pour une armature passive, de son ϵ_s .

6.3,311 DISTRIBUTION DES DÉFORMATIONS LIMITES

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



COMMENTAIRES

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

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

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

6.3,312 DIAGRAMME CONTRAINTES-DÉFORMATIONS DU BÉTON

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

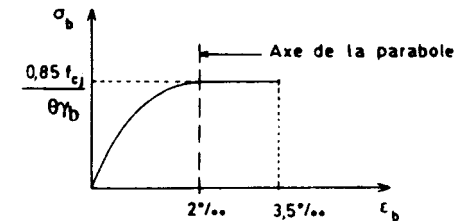
L'attention est attirée sur le fait que le diagramme parabole rectangle ne peut être utilisé pour la détermination du module d'élasticité longitudinal ni pour une analyse non linéaire précise.

** Le coefficient γ_b (qui est un coefficient γ_m au sens des D.C. 79) a pour objet de tenir compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés. Dans le cadre du présent règlement, il intervient comme diviseur de f_{cj} pour l'application de différents articles des chapitres 6, 7 et 9.

Pour les seules justifications relevant du présent article 6.3, la valeur 1,5 peut être réduite jusqu'à 1,3 lorsque les facteurs de dispersion agissent à coup sûr de façon beaucoup moins défavorable, ce qui peut être le cas, d'une part, de pièces suffisamment massives pour qu'un défaut local de béton y soit sans conséquence, d'autre part de pièces bétonnées en usine fixe et faisant l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification comportant le rejet des pièces défectueuses. Dans ce dernier cas, il faut imposer pour le coefficient k_2 , tel que

6.3,312 DIAGRAMME CONTRAINTES-DÉFORMATIONS DU BÉTON

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



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

Le coefficient *** θ tient compte de la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée dans la justification.

θ vaut :

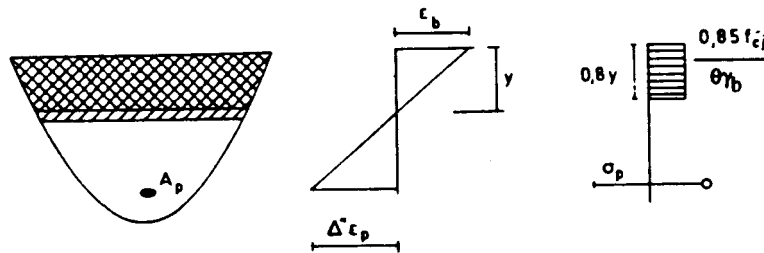
- 1 si cette durée est supérieure à 24 heures.
- 0,9 si elle est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- 0,85 si elle est inférieure à 1 heure.

Toutefois, lorsque la section étudiée n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser une distribution rectangulaire simplifiée définie comme

défini dans l'annexe T 24.4 du fascicule 65 du CCTG et dans l'article 77.2.3. du fascicule 65 A du CCTG, une valeur au plus égale à 2 MPa.

*** Dans le cas des ponts-routes et sauf indications contraires du marché, les durées probables d'application des charges d'exploitation ou des charges de vent, avec leurs valeurs caractéristiques, sont présumées inférieures à une heure.

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



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

6.3,33 RÈGLE DU DÉCALAGE

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

suit ****, y représentant la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée :

- sur une distance $0,2 y$ à partir de l'axe neutre, la contrainte est nulle ;

— sur la distance $0,8 y$ restante, la contrainte vaut $\frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ pour les zones

comprimées dont la largeur est croissante (ou constante) vers les fibres

les plus comprimées et $\frac{0,80 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ pour les zones comprimées dont la lar-

geur est décroissante vers ces mêmes fibres.

6.3,32 PRÉCONTRAÎNTE NON ADHÉRENTE

Les hypothèses sont les mêmes qu'en 6.3,31, sauf l'hypothèse c qui doit être abandonnée. Les armatures actives pouvant glisser par rapport au béton adjacent, on ne tient compte d'aucune surtension dans ces armatures, sauf justification spéciale portant sur la valeur moyenne des variations d'allongement pouvant les affecter entre ancrages sous l'effet des combinaisons d'actions de calcul.

6.3,33 RÈGLE DU DÉCALAGE

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

Article 6.4 : Etat limite de stabilité de forme

6.4,1 DOMAINE D'APPLICATION

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

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

6.4,2 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

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

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

6.4,3 SOLLICITATIONS DE CALCUL

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

Article 6.4 : Etat limite de stabilité de forme

6.4,1 DOMAINE D'APPLICATION

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

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

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

6.4,2 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

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

6.4,3 SOLLICITATIONS DE CALCUL

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

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

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

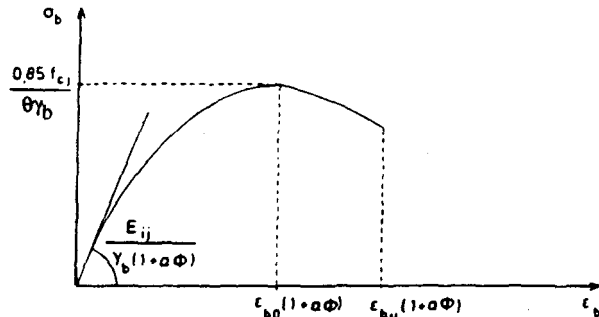
6.4,4 HYPOTHÈSES DE CALCUL DANS LE CAS GÉNÉRAL

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

** Les combinaisons quasi permanente et rare en question sont les combinaisons d'état limite de service associées à la combinaison d'état limite ultime considérée pour la justification.

Elles font donc intervenir les mêmes actions que cette dernière, avec la même configuration, seules les valeurs représentatives et les coefficients de prise en compte différant d'une combinaison à l'autre.

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



COMMENTAIRES

- pour une ossature, une inclinaison d'ensemble égale à 0,01 radian s'il n'y a qu'un seul étage avec une majorité de charges appliquées au niveau supérieur ; 0,005 radian dans les autres cas ;
- pour un élément isolé, une excentricité additionnelle des efforts normaux autres que l'effort normal isostatique de précontrainte dû aux câbles liés au béton, égale à la plus grande des deux valeurs :
 - 2 centimètres,
 - $\ell/250$, ℓ désignant la longueur de l'élément.

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

6.4,4 HYPOTHÈSES DE CALCUL DANS LE CAS GÉNÉRAL

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

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

$$1 + \alpha \Phi.$$

α est le rapport du moment du premier ordre dû à la combinaison quasi permanente au moment total du premier ordre, dû à la combinaison rare **.

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

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

TEXTE

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

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

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

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

expression dans laquelle :

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

6.4,5 CAS DES PIÈCES PEU ÉLANCÉES

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

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

Il est précisé d'autre part que lorsque la pièce comprimée est encastrée à ses extrémités sur des structures à poutres, il convient d'adopter pour sa

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

6.4,5 CAS DES PIÈCES PEU ÉLANCÉES

Les pièces soumises à un effort normal extérieur de compression ou à des efforts de précontrainte extérieure au béton engendrant des sollicitations du second ordre doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément aux indications des articles 6.4,1 à 6.4,4.

Toutefois, si l'on désigne par :

- ℓ la longueur de la pièce ;
- ℓ_f sa longueur de flambement * ;
- ℓ_{fc} sa longueur fictive de flambement ** ;
- h la hauteur totale de la section dans la direction du flambement ;
- N_u l'effort normal de calcul, somme de N_{pm} , effort normal isostatique de précontrainte développé par les câbles liés au béton, et de N_{ou} effort normal de toutes autres origines ;
- e_1 l'excentricité (dite du premier ordre) de N_{ou} compte tenu d'une excentricité additionnelle e_a - traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) - égale à la plus grande des deux valeurs 2 cm et $\ell/250$.

longueur ℓ , les valeurs habituelles de la Résistance des Matériaux, c'est-à-dire les distances entre fibres moyennes des poutres sur lesquelles la pièce comprimée est encastrée.

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

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

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

Article 6.5 : Etat limite de fatigue

6.5,1 GÉNÉRALITÉS

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

** En général, les éléments des bâtiments courants ne sont pas à justifier vis-à-vis de la fatigue.

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

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

$$e = e_1 + e_2$$

où :

e_2 est l'excentricité due aux effets du second ordre liés à la déformation de la structure, estimée à $e_2 = \frac{3 \ell_{fc}^2}{10^4 h} (2 + \alpha \Phi)$, α et Φ ayant les mêmes significations qu'en 6.4,4.

Article 6.5 : Etat limite de fatigue

6.5,1 GÉNÉRALITÉS

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

Le problème correspondant ne se pose de façon aiguë que pour les aciers.

Des justifications spécifiques vis-à-vis des états limites de fatigue, a priori inutiles dans les cas courants, peuvent s'avérer indispensables dans les sections relevant de la classe III*, lorsque les sollicitations de fatigue définies en 6.5,2 ci-après sont supérieures aux sollicitations fréquentes**.

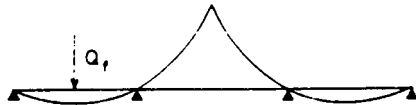
6.5,2 SOLLICITATIONS DE CALCUL

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

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



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



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

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

6.5,3 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

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

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

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

6.5,2 SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les valeurs représentatives des actions susceptibles d'entraîner des effets de fatigue dans la structure, ainsi que la valeur de calcul n du nombre d'applications de ces actions pendant la durée de vie escomptée de l'ouvrage, sont fixées par le marché.

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

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

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

6.5,3 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

Si l'on désigne par :

σ_{\max} (resp. σ_{\min}) la contrainte dans l'un des matériaux constitutifs de la section sous l'effet de $S_{f\max}$ (resp. $S_{f\min}$), les contraintes dues à $S_{f\max}$ (resp. $S_{f\min}$) étant évaluées selon les hypothèses de 6.1,1

$N(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$ le nombre maximal des cycles entre σ_{\min} et σ_{\max} que le matériau en question est capable de supporter sans se rompre

La fonction $N(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$ est définie par le marché à partir de courbes expérimentales donnant par exemple, pour chaque matériau, $N(\sigma_{\max})$ à contrainte moyenne $\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$ imposée (diagramme de Woehler) et $\sigma_{\max}(\sigma_m)$ à N imposé (diagramme de Goodman-Smith). Le processus de calcul est détaillé en annexe 11.

6.5,4 CRITÈRES APPLICABLES DANS LES CAS COURANTS

6.5,41 BÉTON

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

6.5,42 ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

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

** Ces formulations supposent $\sigma_m \leq 0,70 f_{prg}$.

Elles ne sont valables que dans la mesure où il y a risque de fissuration du béton adjacent aux armatures.

Il est rappelé que n représente le nombre de cycles (d'étendue $\delta\sigma$) attendu pendant la durée de vie escomptée de l'ouvrage.

les justifications consistent, dans les cas courants*, à montrer que, pour chacun des matériaux constitutifs de la section, on a :

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

n représentant le nombre de cycles entre σ_{\min} et σ_{\max} susceptible de lui être appliqué pendant la durée de vie escomptée de l'ouvrage.

6.5,4 CRITÈRES APPLICABLES DANS LES CAS COURANTS

6.5,41 BÉTON

Sauf indication contraire du marché, il suffit de justifier que σ_{\max} respecte les valeurs limites indiquées en 6.1,21*.

6.5,42 ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Dans les conditions habituelles*, on peut considérer que $N(\sigma_{\min}, \sigma_{\max})$ ne dépend que de l'étendue de variation de la contrainte $\delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ et le critère indiqué en 6.5,3 devient :

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

En pratique, il est alors équivalent de vérifier :

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

avec** :

$$\frac{\delta\sigma_{p \text{ lim}}}{f_{prg}} = 0,05 \times \left(\frac{10^7}{n}\right)^{1/4} \text{ si } 5 \times 10^5 \leq n \leq 10^7$$

et

$$\frac{\delta\sigma_{p \text{ lim}}}{f_{prg}} = 0,05 \times \left(\frac{10^7}{n}\right)^{1/6} \text{ si } n > 10^7.$$

Les valeurs précédentes sont à diviser par deux dans les zones d'ancrage ou de couplage, sauf pour les barres.

6.5,43 ACIERS PASSIFS

* Les formules données supposent $\sigma_{s,m} \leq 2/3 f_e$.
 n y représente le nombre de cycles (d'étendue $\delta \sigma_s$) attendu pendant la durée de vie escomptée de l'ouvrage.

** Les ployures de barres ainsi que les assemblages par soudure ou par dispositifs mécaniques sont à éviter dans les zones où $\delta \sigma_s$ dépasse $0,6 \delta \sigma_{s,lim}(n)$.

6.5,43 ACIERS PASSIFS

Il y a lieu de vérifier la condition suivante :

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

avec *, pour les barres droites ** :

$$\frac{\delta \sigma_{s,lim}}{f_e} = 0,30 \times \left(\frac{10^7}{n} \right)^{1/9} \text{ si } 5 \times 10^5 \leq n \leq 10^7$$

et

$$\frac{\delta \sigma_{s,lim}}{f_e} = 0,30 \times \left(\frac{10^7}{n} \right)^{1/11} \text{ si } n > 10^7.$$

CHAPITRE 7

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

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

Article 7.1 : Principes de justification

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

7.1,1

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

7.1,2

COMMENTAIRES

CHAPITRE 7

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

Article 7.1 : Principes de justification *

7.1,1 Une poutre soumise à un effort tranchant doit faire l'objet des justifications suivantes :

- dans toutes les zones de la poutre, justification de ses éléments constitutifs : âmes, membrures, etc. et de leurs attaches, vis-à-vis de :
 - l'état limite de service (article 7.2),
 - l'état limite ultime (article 7.3),
- dans les zones d'appui simple d'about de la poutre *, justifications complémentaires relatives à l'équilibre de la bielle d'effort tranchant (article 7.5,1) et éventuellement du coin inférieur (article 7.5,2).

7.1,2 Pour ces vérifications, les sollicitations sont calculées suivant les règles du chapitre 4.

L'effort tranchant V résultant des actions extérieures, y compris celles dues à la précontrainte longitudinale, doit être l'objet d'une correction dite

TEXTE

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

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

7.1.3

7.1,31 * Les justifications évoquées ici concernent l'équilibre des bielles assurant la transmission à l'appui de ces charges, qui nécessite des armatures (de précontrainte ou passives) ancrées dans la zone où s'exerce la réaction d'appui. Elles concernent également les armatures de suspension nécessaires dans le cas où les charges ne sont pas appliquées à la partie supérieure de la poutre.

Article 7.2 : Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentés à l'état limite de service

7.2.1

« correction de Résal » lorsque la variation de hauteur de la poutre est significative *. L'effort tranchant ainsi corrigé est appelé effort tranchant réduit et désigné par $V_{\text{réd}}$.

7.1,3 Au voisinage d'un appui au droit duquel la poutre a une hauteur totale h , on applique les règles suivantes pour le calcul de l'effort tranchant :

7.1,31 Il est loisible de négliger l'effet des charges situées à une distance de l'appui inférieure à $h/2$ et de ne prendre en compte qu'une fraction égale à $2a/3h$ des charges situées à une distance a de l'appui inférieure à $1,5 h$.

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

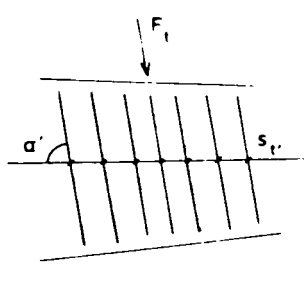
7.1,32 Il n'y a pas lieu de justifier vis-à-vis de l'effort tranchant les sections situées à une distance inférieure à $h/2$ d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

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

Article 7.2 : Justification des éléments d'une poutre vis-à-vis des sollicitations tangentés à l'état limite de service

7.2,1 Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre à partir des contraintes σ_x , σ_t et τ calculées pour l'élément considéré au

* Dans le cas général d'un élément de poutre comportant des armatures transversales de précontrainte de force de traction unitaire F_t inclinées de α' sur la fibre moyenne et espacées de s_t' , on a :



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

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

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

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

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

$$\sigma_x = \sigma, \sigma_t = \frac{F_t}{b_n s_t'}, \tau = \tau_{\text{red}}.$$

En l'absence d'armatures transversales de précontrainte :

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

** Dans le cas d'armatures transversales de précontrainte, il est en général plus défavorable d'adopter pour leur effort de traction unitaire la valeur caractéristique minimale F_{t2} . On se reportera à ce sujet au commentaire * de l'article 3.3,12.

niveau de la vérification, dans l'hypothèse de déformations élastiques et linéaires des matériaux et en supposant le béton non fissuré *.

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

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

Les contraintes normales σ_x et σ_t sont comptées positives quand il s'agit de compressions.

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

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

7.2,2

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

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

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

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

** Lorsque les précontraintes tant longitudinale que transversale sont prises en compte avec leurs valeurs caractéristiques les plus défavorables, il s'agit ainsi de vérifier :

$$|\tau| \leq \tau_{lim}$$

Lorsque σ_x , σ_t , τ et donc τ_{lim} sont calculées à partir des seules valeurs probables de la précontrainte longitudinale et de la précontrainte transversale, l'inégalité à respecter s'écrit (voir 4.10,1) :

$$|\tau| \leq k' \tau_{lim}$$

7.2,3

7.2,2 Les contraintes σ_x , σ_t et τ calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes * :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0,4 f_{ij} [f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t)] \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 2 \frac{f_{ij}}{f_{cj}} [0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] [f_{ij} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t)] \end{cases}$$

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

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{ij} (f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_t)$$

Ces conditions définissent pour $|\tau|$ une valeur limite notée τ_{lim}^{**} .

7.2,3 Pour la justification de l'âme d'une poutre, quand celle-ci est d'épaisseur constante sur toute sa hauteur, les contraintes σ_x , σ_t et τ sont calculées au niveau du centre de gravité de la section nette du béton seul supposé non fissuré. Les justifications effectuées à ce niveau sont considérées comme

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

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

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

7.3,1

* Sauf exception visée en 7.3,22.

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 peut être nécessaire d'effectuer des vérifications supplémentaires aux niveaux les plus défavorables de l'âme **.

Dans le cas des poutres construites en plusieurs phases successives au cours desquelles les sections présentent des centres de gravité différents, il est loisible d'effectuer le calcul au niveau du centre de gravité de la section définitive.

7.2,4 En classe III, il y a lieu de vérifier que la contrainte d'adhérence d'entraînement des armatures longitudinales autres que celles de précontrainte par post-tension ne dépasse pas la valeur suivante : $0,7 \psi_s f_{tj}$.

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

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état limite ultime comportent la vérification, dans l'hypothèse de la formation d'un treillis après fissuration du béton, de la non-rupture des armatures transversales et des bielles de béton découpées dans l'élément par les fissures.

7.3,1 Tout élément d'une poutre doit comporter des armatures transversales *, parallèles à ses faces latérales et convenablement ancrées dans les membrures supérieure et inférieure, qui peuvent être constituées :

- d'armatures passives caractérisées par :
 - A_t : somme des aires des sections droites des aciers d'un cours d'armatures transversales,
 - s_t : espacement de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre,
 - f_e : limite d'élasticité de l'acier,
 - α : angle (compris entre 45° et 90°) de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre.

- d'armatures de précontrainte caractérisées par :
 - F_{tu} : effort résistant des aciers d'un cours d'armatures transversales défini ci-après,
 - S_T : espacement de ces armatures mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre,
 - α' : angle (compris entre 45° et 90°) de ces armatures avec la fibre moyenne de la poutre.

L'inclinaison éventuelle de ces armatures est de sens opposé à celles des fissures susceptibles de se produire.

Dans le schéma du treillis, on admet que les bielles de béton découpées par les fissures sont perpendiculaires à la direction de la contrainte principale de traction, évaluée au niveau considéré à partir des contraintes σ_{xu} , σ_{tu} et τ_u , calculées de façon élastique sous les sollicitations correspondant à l'état limite ultime envisagé** à partir de la valeur probable de la précontrainte.

En désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, on a :

$$\operatorname{tg} 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}}$$

β_u étant toutefois borné inférieurement à 30°.

L'effort résistant F_{tu} d'un cours d'armatures de précontrainte transversales est égal au produit de la section de ces armatures par la contrainte de calcul :

- $\frac{f_{pcg}}{\gamma_p}$ si les armatures en question présentent une adhérence de forme et sont logées dans des conduits présentant eux-mêmes une adhérence de forme, à condition qu'ils soient injectés au moyen d'un produit consistant du type coulis de ciment.

- $\frac{0,9 f_{pcg}}{\gamma_p}$ lorsque les conditions précédentes ne sont pas remplies sauf en ce qui concerne la nature du produit d'injection ***.

- σ_{pd} , tension prise en compte dans les justifications vis-à-vis des états limites de service lorsque la protection des armatures en cause est assurée par un produit souple ****.

** Il s'agit là d'une approximation car la fissuration se développe généralement avant que les actions aient atteint les valeurs correspondant à l'état limite ultime du béton.

Il est rappelé que :

$$\sigma_{xu} = \sigma_u + \frac{F_t}{b_n S_T} \frac{\cos \alpha'}{\operatorname{tg} \alpha'}$$

$$\sigma_{tu} = \frac{F_t}{b_n S_T} \sin \alpha'$$

$$\tau_u = \tau_{\text{réd. u}} - \frac{F_t}{b_n S_T} \cos \alpha'$$

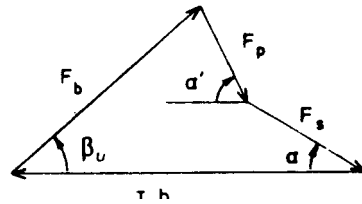
*** C'est le cas notamment lorsque les armatures sont lisses (barres ou fils) et injectées au coulis de ciment.

**** C'est le cas des torons gainés-protégés (torons gainés-graissés ou gainés-cirés).

7.3,2 JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

7.3,2 JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES *

* Le dynamique, exprimant l'équilibre des nœuds du treillis formé par le réseau de fissures inclinées de β_u sur la fibre moyenne et les armatures transversales, est figuré ci-dessous pour une longueur unité de la poutre.



F_b représente l'effort dans les bielles de béton :

$$F_b = \sigma_b b_n \sin \beta_u$$

F_p l'effort dans les armatures de précontrainte et F_s l'effort dans les armatures passives.

Cet équilibre se traduit par les équations suivantes :

$$\tau b_n - F_s \cos \alpha - F_p \cos \alpha' - \sigma_b b_n \sin \beta_u \cos \beta_u = 0 \text{ (a)}$$

$$F_s \sin \alpha + F_p \sin \alpha' - \sigma_b b_n \sin^2 \beta_u = 0 \text{ (b)},$$

qui permettent de calculer la contrainte de cisaillement ultime $\tau_{u \text{ lim}}$ correspondant à la pleine utilisation de la résistance des armatures transversales, actives et passives :

$$\tau_{u \text{ lim}} = \frac{A_t f_c}{b_n s_t \gamma_s} \frac{\sin (\alpha + \beta_u)}{\sin \beta_u} + \frac{F_{tu}}{b_n s_t'} \frac{\sin (\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

7.3,21

7.3,21 On doit vérifier que $\tau_{\text{rédu}} \leq \tau_{u \text{ lim}}$, $\tau_{u \text{ lim}}$ étant la contrainte de cisaillement ultime correspondant à la pleine utilisation de la résistance des armatures transversales.

$$\tau_{u \text{ lim}} = \frac{A_t f_c}{b_n s_t \gamma_s} \frac{\sin (\alpha + \beta_u)}{\sin \beta_u} + \frac{F_{tu}}{b_n s_t'} \frac{\sin (\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

* Ce terme tient compte du fait qu'une partie de l'effort tranchant est équilibrée par la partie comprimée de la poutre.

avec :

$\gamma_p = \gamma_s = 1,15$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

$\gamma_p = \gamma_s = 1$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons accidentelles.

Il est d'autre part loisible, dans le cas d'une section non entièrement tendue, d'ajouter à $\tau_{u \text{ lim}}$ le terme complémentaire $\frac{f_{tj}^*}{3}$.

7.3,22

7.3,22 Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison β_u des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section.

Si l'âme ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, l'inégalité de l'article 7.3,21 se traduit par :

$$\frac{A_t}{b_n s_t} \frac{f_c}{\gamma_s} \geq \left(\tau_{\text{red. u}} - \frac{f_{tj}}{3} \right) \text{tg } \beta_u.$$

Un minimum d'armatures d'âme est exigé dans toutes les zones de la poutre. Il est donné par la condition que la quantité

$$\frac{A_t}{b_n s_t} \frac{f_c}{\gamma_s} \sin \alpha + \frac{F_{tw}}{b_n s_t'} \sin \alpha'$$

soit au moins égale à 0,4 MPa.

L'espacement s_t des armatures transversales d'âme de précontrainte doit être au plus égal à 0,8 h.

L'espacement s_t des armatures transversales d'âme passives doit être au plus égal à la plus petite des trois valeurs 0,8 h, 3 b_0 et un mètre ; h désignant la hauteur totale de la section, et b_0 l'épaisseur brute minimale de l'âme.

* Cette exception vise exclusivement des produits industrialisés ayant fait l'objet d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification comme certaines pièces préfabriquées utilisées dans le bâtiment (par exemple : pannes de couverture) ; les conditions de dérogation à la règle générale sont précisées dans le règlement de la procédure.

7.3,23

* Cette approximation s'explique par le fait que la direction probable des fissures est dans la pratique souvent incertaine (action variable, gradients de contrainte, etc.).

** Si une contrainte normale, autre que celle provenant des armatures transversales de précontrainte, s'exerce sur la section considérée, la valeur absolue de la contrainte correspondante doit être retranchée du second membre de l'inégalité s'il s'agit d'une compression, et ajoutée s'il s'agit d'une traction.

Pour la justification de l'attache d'une membrure de poutre sur l'âme, la contrainte $\tau_{\text{réd. u}}$ est la contrainte moyenne calculée sur la section seule du béton supposé non fissuré.

Lorsque la membrure considérée est tendue sous sollicitations ultimes, la contrainte $\tau_{\text{réd. u}}$ à prendre en compte est égale à la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$\rho_1 \frac{V_{\text{réd. u}}}{b_n z} \quad \text{et} \quad \rho_2 \frac{V_{\text{réd. u}}}{b_n z}$$

Certains produits industrialisés soumis à des charges réparties d'intensité modérée et dont la défaillance éventuelle ne risque pas d'entraîner la rupture en chaîne d'autres éléments de la structure peuvent par exception ne pas comporter d'armatures d'âme en section courante *.

7.3,23 Pour la justification des armatures transversales de tout élément d'une poutre autre que l'âme et des armatures d'attache de deux éléments entre eux, il est loisible, par souci de simplification, de prendre l'angle β_u égal à 45° *.

L'inégalité du paragraphe 7.3,21 s'écrit alors :

$$\frac{A_t f_c}{b_n s_t \gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha) + \frac{F_{tu}}{b_n s_t'} (\sin \alpha' + \cos \alpha') + \frac{f_{tj}}{3} \geq \tau_{\text{réd. u}}^{**}.$$

ρ_1 étant le rapport de la force de traction ultime de toutes les armatures (passives et de précontrainte) situées dans la partie de membrure intéressée à celle des armatures situées dans l'ensemble de la membrure,
 ρ_2 étant le rapport de la section brute de la partie de membrure intéressée à la section totale de la membrure,
 b_n étant l'épaisseur nette de la section d'attache de la membrure et z le bras de levier du couple élastique.

7.3,24

* En cas d'indentations, cette précision doit être portée sur les dessins.

** Cette disposition a pour objet d'assurer correctement l'ancrage des armatures d'âme dans la membrure comprimée de l'ouvrage définitif.

7.3,3 JUSTIFICATION DU BÉTON

* Cette condition exprime que la contrainte de compression σ_b des bielles de béton donnée par la relation (a) du commentaire * de l'article 7.3,2,

$$\sigma_b = \frac{2\tau_{\text{réd. u}}}{\sin 2\beta_u}$$

demeure inférieure à la contrainte ultime limite du béton $\frac{2}{3} \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$.

En prenant pour inclinaison des bielles la valeur minimale $\beta_u = 30^\circ$, la condition précédente est voisine de :

$$\tau_{\text{réd. u}} \leq \frac{f_{cj}}{4 \gamma_b}$$

COMMENTAIRES

7.3,24 Dans le cas d'armatures de couture traversant une surface de reprise de bétonnage, il est imposé de prendre $\beta_u = 45^\circ$.

Le terme complémentaire $\frac{f_{tj}}{3}$ est pris en compte lorsque la surface de reprise est munie d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm *. Il est négligé dans le cas contraire.

En outre, dans le cas où la surface de reprise de bétonnage coupe le plan moyen de l'âme, la section des armatures de couture traversant la surface de reprise ne doit pas être inférieure à celle des armatures d'âme déterminées conformément aux prescriptions de l'article 7.3,22 **.

7.3,3 JUSTIFICATION DU BÉTON

Si l'élément ne comporte que des armatures transversales perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, la contrainte de cisaillement $\tau_{\text{réd. u}}$ doit être au plus égale à :

$$\frac{0,85 f_{cj}}{3 \gamma_b} \sin 2\beta_u *$$

Si l'élément comporte des armatures transversales inclinées de α et α' ($45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$ et $45^\circ \leq \alpha' < 90^\circ$) sur la fibre moyenne de la poutre, la valeur précédente peut être majorée par $1 + 1/2 \cotg \alpha_M$ α_M étant la plus faible des deux valeurs précédentes.

TEXTE

**Article 7.4 : Modalités particulières d'application
des articles 7.2 et 7.3 aux zones d'appui simple d'about**

** Le caractère conventionnel réside dans le fait que dans la zone considérée les contraintes normales ne sont pas régularisées.*

*** Toutefois, dans le cas des pièces préfabriquées précontraintes par pré-tension utilisées pour la réalisation de bâtiments et non exposées à une ambiance agressive, il est loisible de ne pas effectuer la vérification relative à l'état limite de service définie à l'article 7.2,3. Elle est alors remplacée par la justification relative à l'état limite ultime définie par l'article A.5.1,211 des règles BAEL (cas où la fissuration n'est pas jugée préjudiciable ou très préjudiciable).*

**** Voir article 4.1,32. L'attention est attirée sur le fait que la valeur caractéristique minimale de l'effort de précontrainte F_{p2} est associée à la valeur maximale l_{a1} de la longueur d'ancrage caractéristique de l'armature de précontrainte, ainsi qu'il apparaît sur le schéma du commentaire** de cet article.*

***** Voir article 8.4,11.*

****** Dans le cas le plus courant où les armatures transversales sont passives ($\sigma_t = 0$), on a alors $\beta_u = 45^\circ$.*

**Article 7.5 : Justifications complémentaires
des zones d'appui simple d'about**

**Article 7.4 : Modalités particulières d'application
des articles 7.2 et 7.3 aux zones d'appui simple d'about**

Au voisinage de l'about d'une poutre, la vérification de la résistance aux actions tangentes est menée conformément aux prescriptions des articles 7.2 et 7.3, complétées de façon conventionnelle * comme indiqué ci-après :

A l'état limite de service (article 7.2), l'effort de calcul de la précontrainte longitudinale est pris égal :

- pour la post-tension, à la valeur calculée après pertes dans la section considérée ;
- pour la prétension **, à la part F_{a2} *** de l'effort total ancrée dans la section considérée.

A l'état limite ultime (article 7.3), dans le cas de la prétension, l'effort de précontrainte F_a est négligé sur une longueur ayant la plus grande des deux valeurs suivantes :

l_{el} longueur d'établissement maximale de la précontrainte****
h hauteur de la pièce,

ce qui revient à faire : $\sigma_{xu} = 0$ *****.

La densité des armatures transversales calculée, compte tenu des règles précédentes, dans la section située au nu intérieur de l'appareil d'appui, doit régner sur une longueur mesurée à partir de cette section au moins égale à $z \cotg \beta$, z étant le bras de levier du couple élastique.

**Article 7.5 : Justifications complémentaires
des zones d'appui simple d'about**

Au voisinage de l'about d'une poutre, par suite de la proximité de la réaction d'appui, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la résistance des matériaux.

Les justifications complémentaires à effectuer dans cette zone sont les suivantes :

- justification de la bielle d'about (article 7.5,1) ;

- éventuellement, justification de l'équilibre du coin inférieur (article 7.5,2).

7.5,1 JUSTIFICATION DE LA BIELLE D'ABOUT

** Dans le cas des appuis de continuité, il y a lieu de s'inspirer des indications données pour les zones d'appui simple, en tenant compte des contraintes normales apportées par la flexion.*

*** Cette analyse peut faire appel soit à des schémas d'équilibre ayant la sanction de l'expérience, soit à des modèles de calcul ou à des expérimentations probantes.*

**** Voir à ce sujet l'annexe 4.*

***** Il est nécessaire de procéder également à ces justifications en phase de construction, lors de la mise en précontrainte, dans le cas de conditions d'appui différentes au cours de cette opération.*

****** De façon générale, on est conduit à vérifier que l'équilibre mécanique à travers une section oblique d'inclinaison β_u , considérée comme le plan d'une fissure qui tendrait à séparer l'appui et une partie de l'about du reste de la pièce, est bien assuré par :*

- les armatures longitudinales de précontrainte ou passives, disposées dans la partie inférieure de la poutre,
- les armatures transversales disposées sur la longueur de la pièce intéressée par la fissure : ces armatures doivent assurer l'équilibre de l'effort tranchant, compte tenu de la part de ce dernier directement équilibrée par la membrure comprimée de la poutre.

*En ce qui concerne la part des charges concentrées considérée comme transmise directement à l'appui, se reporter au commentaire * de l'article 7.1,31 et à l'article 2.2 de la deuxième partie de l'annexe 4.*

Les prescriptions des articles 7.2,3 et 7.3,3 rendent inutiles la justification de la résistance du béton de la bielle. Toutefois, il y a lieu de vérifier que,

7.5,1 JUSTIFICATION DE LA BIELLE D'ABOUT

Au voisinage de l'appui simple d'about * d'une poutre, la répartition des contraintes correspondant à la transmission des charges ne peut être appréhendée de façon satisfaisante que par une analyse structurale élaborée **.

A défaut d'une telle analyse, on peut s'inspirer des règles simplifiées ci-après ***,

On admet que la transmission des charges s'effectue par une bielle unique inclinée sur l'axe longitudinal de la poutre et intéressant une hauteur z_r réduite de la poutre, définie en 7.5,12.

L'inclinaison de cette bielle est égale à l'angle β_u défini en 7.3,1, calculé au niveau du centre de gravité de la section d'appui suivant les prescriptions de l'article 7.4 et borné inférieurement à 30°.

Les justifications relatives à cette bielle d'appui, à effectuer sous sollicitations ultimes, dans l'ouvrage en service ****, sont les suivantes ***** :

7.5,11 VÉRIFICATION DE L'ÉQUILIBRE DE LA BIELLE PAR LES ARMATURES LONGITUDINALES PASSIVES OU DE PRÉCONTRAINTE DISPOSÉES À L'ABOUT DE LA POUTRE

Ces armatures doivent être capables d'équilibrer la composante, dirigée selon leur direction, de l'effort dans la bielle.

Lorsque la réaction d'appui comporte une composante défavorable parallèle à l'axe longitudinal de la pièce (par exemple : force de rappel d'un appareil d'appui) il doit en être tenu compte en sus.

Pour cette vérification, la contrainte de calcul des armatures ne doit dépasser en aucun cas les valeurs suivantes :

compte tenu des dimensions de la pièce à l'aplomb de l'appui ainsi que des dispositions d'armatures prévues, la bielle présente une section suffisante dans cette zone pour que la transmission des efforts à l'appui soit convenablement assurée (cas de certaines structures de bâtiments avec largeurs d'appui réduites : se reporter notamment aux règles particulières concernant les constructions non traditionnelles visées par le commentaire*** à l'article 1.1).

7.5.12. VÉRIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

* Se reporter à l'annexe 4.

7.5.2 JUSTIFICATION DE L'ÉQUILIBRE DU COIN INFÉRIEUR

* Voir à ce sujet l'annexe 4.

** Lorsque la réaction d'appui R comporte une composante horizontale H susceptible de concourir à l'arrachement du coin inférieur, il y a lieu d'en tenir compte.

- armatures de précontrainte :
en post-tension : la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$1,2 \sigma_{pm} \text{ et } \frac{f_{peg}}{\gamma_p}$$

$$\text{en prétension : } \frac{0,8 F_a}{A_p \gamma_p};$$

— armatures passives : $\frac{f_c}{\gamma_s}$

avec $\gamma_p = \gamma_s = 1,15$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales,
 $\gamma_p = \gamma_s = 1$ pour les justifications vis-à-vis des combinaisons accidentelles.

7.5.12 VÉRIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

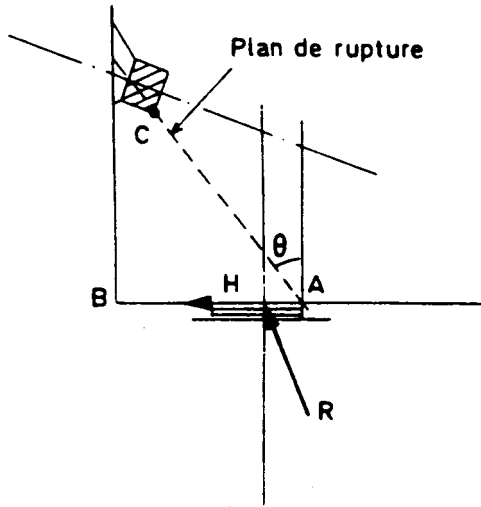
On considère que la base de la bielle se situe au niveau supérieur des armatures longitudinales strictement nécessaires à son équilibre conformément à l'article 7.5.11. Cette bielle règne ainsi sur une hauteur réduite z_r comprise entre sa base et le point de passage de la résultante des contraintes de compression *.

Si la hauteur réduite z_r est inférieure au bras du levier z , la densité d'armatures transversales, déterminée en 7.4, doit être majorée dans le rapport z/z_r et régner sur une longueur mesurée à partir de la section d'appui égale à $z_r \cotg \beta_u$.

7.5.2 JUSTIFICATION DE L'ÉQUILIBRE DU COIN INFÉRIEUR *

Lorsque la réaction d'appui R ** d'une poutre est appliquée au voisinage d'une arête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas de risque de fendage d'un coin de béton entraînant l'arête.

*** Il s'agit d'assurer l'équilibre du coin inférieur défini sur la figure ci-dessous, pour plusieurs valeurs de l'angle θ , correspondant aux plans de rupture les plus probables, joignant le nu intérieur de l'appareil d'appui (point A) à l'angle inférieur avant (point C) des différents corps d'ancrage des armatures de précontrainte longitudinales.



Article 7.6 : Torsion

7.6,1 GÉNÉRALITÉS

* Ces considérations sont valables aussi bien à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime.

Cette condition impose la présence d'armatures suffisantes pour assurer la couture des plans suivant lesquels la rupture est possible. Ces armatures sont déterminées en considérant les plans ou surfaces de rupture les plus probables, les efforts appliqués étant évalués sous sollicitations ultimes ***.

Les armatures nécessaires à l'équilibre de la bielle d'appui peuvent, dans certains cas, concourir également à l'équilibre du coin inférieur.

La contrainte de calcul des armatures ne doit pas dépasser les valeurs fixées en 7.5,11.

Article 7.6 : Torsion

Pour une poutre soumise à la torsion, les justifications à présenter sont relatives, comme pour l'effort tranchant, à :

- l'état limite de service ;
- l'état limite ultime.

7.6,1 GÉNÉRALITÉS

Les sollicitations de torsion sont généralement évaluées dans l'hypothèse de déformations des matériaux élastiques et linéaires. Il convient cependant d'avoir recours à des modèles tenant compte de la fissuration du béton, lorsque le comportement du béton fissuré est suffisamment connu par les résultats expérimentaux dont on dispose *.

7.6,2 PRISE EN COMPTE DE LA TORSION

7.6,21

** La rigidité de torsion d'une poutre diminue dans des proportions considérables dès l'apparition des premières fissures. La sécurité consiste donc généralement à sous-estimer la rigidité de torsion par rapport à la rigidité de flexion quand on a recours à une analyse linéaire.*

Ce peut être notamment le cas des poutres de planchers de bâtiments courants, à faibles portées dans les deux directions et à charge d'exploitation modérée pour lesquelles les effets de la torsion restent faibles. Une sollicitation de torsion accidentellement excessive des poutres principales est de plus autostabilisatrice : la fissuration éventuelle de torsion de ces poutres réduit en effet leur rigidité de torsion en entraînant une diminution de l'encastrement des poutres transversales et par conséquent des moments de torsion des poutres.

*** Cela entraîne par exemple que, dans le cas d'un tablier de pont à poutres entretoisées, les portées des entretoises sont donc à prendre égales à l'entraxe des poutres.*

7.6,22.

** Une forte sollicitation de torsion peut en effet provoquer :*

- une fissuration brutale et étendue des pièces en béton qui y sont soumises ;*
- une déformation angulaire importante de ces pièces.*

La prise en compte de la torsion est de règle pour les constructions de la classe I.

7.6,3 SECTION TUBULAIRE EFFICACE

** Toutefois, dans le cas de pièces de faibles dimensions, il est recommandé de prendre comme contour extérieur de la section tubulaire efficace celui délimité par les armatures transversales de la poutre et de déduire de l'épaisseur e la couverture en béton des armatures transversales.*

7.6,2 PRISE EN COMPTE DE LA TORSION

7.6,21 Quand la résistance à la torsion n'est pas essentielle pour assurer la stabilité de l'ouvrage et qu'elle peut être négligée*, les sollicitations sont alors calculées en supposant nulle la rigidité de torsion**.

7.6,22 Le reste du présent article s'applique au cas où la résistance à la torsion doit être prise en compte dans les calculs :

- soit parce que cette résistance est nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- soit parce que le marché l'impose pour limiter la fissuration ou la déformation des parties d'ouvrages considérées*.

Dans ce cas, la résistance de l'ouvrage doit être vérifiée sous l'effet des cas de charge et combinaisons d'actions développant d'une part les efforts tranchants extrêmes, d'autre part les moments de torsion extrêmes.

7.6,3 SECTION TUBULAIRE EFFICACE

On appelle « section tubulaire efficace » d'une poutre la section tubulaire ayant même contour extérieur que la poutre * et dont l'épaisseur e est égale à la plus petite des valeurs suivantes :

Les essais ont en effet établi que le béton extérieur aux armatures transversales ne participait pas à la résistance à la torsion de la poutre.

** Les essais montrent en effet qu'une section soumise à la torsion se comporte après fissuration comme une section creuse de mêmes dimensions extérieures, le noyau de la section ne jouant plus aucun rôle.

*** On obtient ainsi, quand e est constant :

$$K = 4 \frac{e \Omega^2}{L}, \quad \tau_T = \frac{T}{2 \Omega e},$$

T représentant le couple de torsion.

7.6,4 JUSTIFICATION DE LA POUTRE VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

* Ainsi écrites, ces inégalités supposent τ_V , τ_T et τ_{lim} calculées à partir des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la précontrainte longitudinale et de la précontrainte transversale éventuelle.

Si τ_V , τ_T et τ_{lim} ne sont estimés qu'à partir des valeurs probables des tensions dans les armatures de précontrainte en cause, les inégalités en question deviennent respectivement (voir 4.10,1) :

$$|\tau_V + \tau_T| \leq k' \tau_{lim};$$

$$\text{et : } \tau_V^2 + \tau_T^2 \leq k'^2 \tau_{lim}^2.$$

7.6,5 JUSTIFICATION DE LA POUTRE VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE ULTIME

7.6,51

* Ces prescriptions reposent sur l'hypothèse du développement d'un treillis spatial résistant composé de bielles de béton comprimé inclinées à β_U et d'armatures tendues transversales et longitudinales.

- soit l'épaisseur réelle des parois extérieures de la poutre quand celle-ci est un tube à parois minces ;
- soit le sixième du diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section dans le cas où celle-ci est pleine et de forme convexe ou tubulaire à parois épaisses**.

Sa ligne moyenne, qui a pour longueur L, délimite une surface d'aire Ω .

La « section tubulaire efficace » est utilisée pour estimer suivant la théorie des tubes minces*** :

- la rigidité de torsion K de la poutre,
- la contrainte de cisaillement de torsion τ_T à laquelle elle est soumise.

7.6,4 JUSTIFICATION DE LA POUTRE VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE

Lorsqu'une poutre est soumise à la fois à un effort tranchant et à un couple de torsion, la contrainte de cisaillement de torsion τ_T se cumule avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant τ_V .

Si l'on désigne par τ_{lim} la contrainte limite de cisaillement résultant de l'application des conditions de l'article 7.2,2, il y a lieu de vérifier les inégalités suivantes :

- dans le cas de poutres tubulaires à parois minces :

$$|\tau_V + \tau_T| \leq \tau_{lim};$$

- dans les autres cas :

$$\tau_V^2 + \tau_T^2 \leq \tau_{lim}^2.$$

7.6,5 JUSTIFICATION DE LA POUTRE VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE ULTIME

7.6,51 La résistance de la poutre à l'état limite ultime peut être justifiée par référence à des résultats d'essais probants. En leur absence, on appliquera les prescriptions suivantes *, où τ_{Vu} et τ_{Tu} représentent respectivement les valeurs à l'état limite ultime de τ_V et τ_T .

7.6,52 INCLINAISON DES BIELLES DE COMPRESSION

L'angle β_u est celui qui résulte de la relation de l'article 7.3,1 dans laquelle $\tau_u = \tau_{Vu} + \tau_{Tu}$.

7.6,53 JUSTIFICATION DU BÉTON DES BIELLES DE COMPRESSION

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{Vu}^2 + \tau_{Tu}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \gamma_b} \right)^2$$

7.6,54 JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

** Dans le cas courant où la poutre ne comporte que des armatures passives perpendiculaires à la fibre moyenne, cette relation se réduit à :*

$$\frac{A_T}{s_T} \frac{f_c}{\gamma_s} \geq \tau_{Tu} e \operatorname{tg} \beta_u.$$

7.6,54 JUSTIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales doivent se composer :

- d'armatures nécessaires à l'équilibre de l'effort tranchant justifiées selon l'article 7.3,2 ;
- d'armatures supplémentaires, disposées à l'intérieur de la section tubulaire efficace, destinées à l'équilibre du moment de torsion et justifiées par les relations suivantes :

$$\frac{A_T}{s_T} \frac{f_c}{\gamma_s} \sin(\alpha_T + \beta_u) + \frac{F_{Tu}}{s_T'} \sin(\alpha_T' + \beta_u) \geq \tau_{Tu} e \sin \beta_u^*.$$

où :

A_T représente la somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures supplémentaires rencontrées dans la paroi d'épaisseur e du tube efficace, inclinées de l'angle α_T sur la fibre moyenne et espacées de s_T suivant cette fibre ;

et F_{Tu} représente l'effort résistant des aciers d'un cours d'armatures supplémentaires de précontrainte rencontrées dans la paroi d'épaisseur e du tube efficace, inclinées de l'angle α_T' sur la fibre moyenne et espacées de s_T' suivant cette fibre.

7.6,55 JUSTIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

** Dans le cas d'une section rectangulaire, les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement le long des côtés pour des sections de grande dimension. Elles doivent être disposées le plus près possible des parois, compte tenu des règles sur l'enrobage.*

7.6,55 JUSTIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES

La sollicitation de torsion d'une poutre y engendre des tractions longitudinales. La résistance à ces tractions doit être trouvée sur la périphérie de la section de la poutre, à l'intérieur de sa section tubulaire efficace.

La densité d'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de la ligne moyenne de cette section vaut :

$$\frac{T}{2\Omega} \cotg \beta_u$$

T représentant le couple de torsion et β_u l'inclinaison des bielles de béton comprimé sur la fibre moyenne de la poutre.

Cette traction doit être équilibrée :

- soit par la compression développée par la flexion et par la précontrainte longitudinale ;
- soit par le recours à des armatures passives ou de précontrainte* venant en sus de celles strictement nécessitées par la flexion développée par le même cas de charge et dont la contrainte est limitée à :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour les armatures passives,}$$

$$\frac{f_{peg}}{\gamma_p} \text{ pour les armatures de précontrainte adhérentes,}$$

$$\sigma_{pm} \text{ pour les armatures de précontrainte non adhérentes.}$$

avec : $\gamma_s = \gamma_p = 1,15$ vis-à-vis des combinaisons fondamentales.
 $\gamma_s = \gamma_p = 1$ vis-à-vis des combinaisons accidentelles.

CHAPITRE 8

RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRÉCONTRAINTÉ

Article 8.1 : Généralités

** Le choix des forces de précontrainte doit être proportionné aux dimensions des pièces et leur distribution aussi régulière que possible.*

*** La plupart des limites fixées pour les contraintes du béton dans les chapitres précédents ne s'appliquent plus.*

Article 8.2 : Caractère tridimensionnel de la diffusion des forces de précontrainte

COMMENTAIRES

CHAPITRE 8

RÈGLES PARTICULIÈRES RELATIVES AUX ZONES D'INTRODUCTION DES FORCES DE PRÉCONTRAINTÉ

Article 8.1 : Généralités

Lorsque des armatures de précontrainte sont arrêtées dans une section S_A d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écarte sensiblement de celle obtenue par les règles de la Résistance des Matériaux du fait que les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas satisfaites au voisinage de S_A^* .

Les contraintes équilibrant les sollicitations isostatiques de précontrainte ne retrouvent la répartition habituelle de la résistance des matériaux qu'à une distance ℓ_r de S_A .

Il y a donc lieu de procéder, dans cette zone :

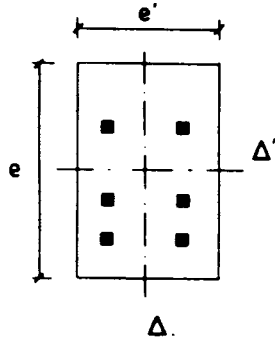
- à des vérifications permettant de réduire à un niveau convenable la probabilité d'apparition des fissures** ;
- à la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

Article 8.2 : Caractère tridimensionnel de la diffusion des forces de précontrainte

La diffusion des contraintes à partir de S_A présente un caractère tridimensionnel.

TEXTE

* On peut ainsi étudier l'épanouissement de la précontrainte d'abord dans le plan Δ puis dans le plan Δ' , les forces étant, dans chaque cas, supposées uniformément réparties dans la direction perpendiculaire au plan d'étalement considéré.

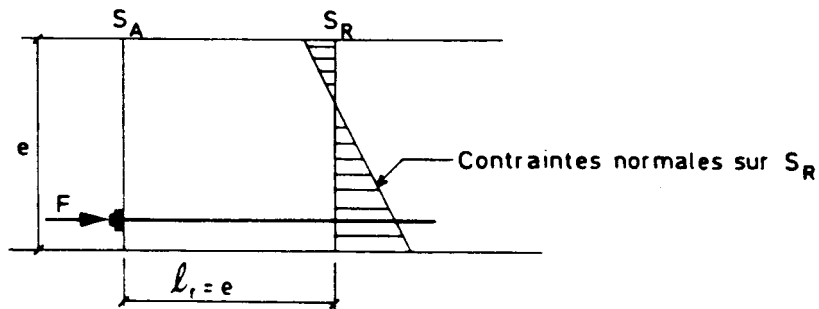


Article 8.3 : Diffusion dans le cas de la post-tension

8.3,1 EFFETS À L'AVANT DE S_A : ZONE DE RÉGULARISATION DES CONTRAINTES.

* L'estimation proposée pour ℓ_r peut s'étendre à d'autres types de section :

- sections massives ;
- sections en I à faibles débords.



COMMENTAIRES

Toutefois, par commodité, on peut se contenter de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans deux plans perpendiculaires contenant chacun un des axes principaux d'inertie de la section*.

Article 8.3 : Diffusion dans le cas de la post-tension

8.3,1 EFFETS À L'AVANT DE S_A : ZONE DE RÉGULARISATION DES CONTRAINTES

La zone de régularisation des contraintes est celle qui s'étend entre la section S_A et la section S_R à une distance ℓ_r en aval de S_A .

Dans le cas où la pièce est de section rectangulaire*, on peut admettre que ℓ_r est égale à la dimension e de la pièce dans la direction où se fait la diffusion.

Dans d'autres cas (poutre de section tubulaire par exemple la valeur précédente n'est qu'approchée. Il est alors souhaitable, chaque fois que cela est possible, de procéder à la détermination de la distance ℓ_r par des méthodes plus élaborées.

A défaut d'un recours à de telles méthodes, on peut schématiser la diffusion de la précontrainte entre S_A et S_R en isolant conventionnellement les différents effets décrits ci-après.

TEXTE

8.3,11 EFFETS LOCAUX

** Les prismes en question, dits « prismes symétriques », sont définis en annexe 4.*

8.3,12 EFFETS DE LA DISTRIBUTION DES CORPS D'ANCRAGE : ÉQUILIBRE GÉNÉRAL

** Il convient de ne pas confondre ces « efforts d'équilibre général » très conventionnels, que l'on introduit dans les cas simples pour permettre une approche aisée des phénomènes, avec les « sollicitations générales » calculées par les règles habituelles de la Résistance des Matériaux et concernant l'ensemble de la structure.*

Ces « efforts d'équilibre général » sont dus au passage de la distribution discontinue des forces de précontrainte dans S_A à la distribution continue des contraintes dans S_R .

Lorsque plusieurs forces de précontrainte sont appliquées dans S_A la longueur l_r peut se trouver réduite : à la limite, si elles sont réparties de manière que chacune d'elles soit en équilibre direct, sans déviation latérale des flux de forces, avec la part correspondante des contraintes normales, les efforts d'équilibre général sont nuls et les efforts dus à l'introduction des forces de précontrainte se réduisent à ceux définis à l'article 8.3,11 qui n'intéressent qu'une zone limitée.

8.3.2 EFFETS À L'AMONT DE S_A : ENTRAÎNEMENT

** Lorsque la section S_A n'est pas section d'about au moment des mises en tension, l'effet d'entraînement est une conséquence immédiate du non-respect des conditions du principe de Saint-Venant au voisinage de S_A .*

8.3,11 EFFETS LOCAUX

Dans la zone de première régularisation des contraintes, c'est-à-dire à l'intérieur du plus grand prisme fictif concentrique qu'il est possible d'associer à chaque organe d'ancrage* dans le plan de diffusion considéré, prennent naissance des contraintes transversales de traction dites :

- d'éclatement, à proximité de l'axe de l'armature ;
- de surface, au voisinage immédiat de S_A .

8.3,12 EFFETS DE LA DISTRIBUTION DES CORPS D'ANCRAGE : ÉQUILIBRE GÉNÉRAL

On appréhende les effets correspondants en évaluant les efforts globaux appliqués à des sections de la zone de régularisation parallèles à la fibre moyenne : ces efforts sont dits « efforts d'équilibre général »*.

8.3,2 EFFETS À L'AMONT DE S_A : ENTRAÎNEMENT

En amont de S_A , lorsque cette section n'est pas section d'about, se manifestent également des contraintes de traction non calculables par les procédés habituels de la Résistance des Matériaux*.

Lorsque S_A provisoirement section d'about au moment des mises en tension, fait office de section de joint ou de reprise dans une construction par phases, l'effet d'entraînement, sensiblement plus faible que dans le cas précédent, résulte des déformations différées du béton.

Voir annexe 4.

Article 8.4 : Diffusion dans le cas de la prétension

8.4,1 EFFETS À L'AVANT DE S_A

8.4,11 LONGUEUR D'ÉTABLISSEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ

* Cette formule n'est valable que pour le cas le plus courant où la plupart des armatures de précontrainte sont groupées au voisinage de l'une des fibres extrêmes de la pièce. Dans les autres cas, une adaptation de la formule est nécessaire, la répartition des armatures à plusieurs niveaux ayant pour effet de réduire la longueur de régularisation.

Dans un plan d'étalement, on a donc les deux valeurs extrêmes suivantes de la longueur d'établissement de la précontrainte, la valeur à prendre en compte étant la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré :

$$\text{— valeur minimale : } \ell_{e2} = \sqrt{\ell_{a2}^2 + d_p^2} = \sqrt{(0,8 \ell_{sn})^2 + d_p^2}$$

$$\text{— valeur maximale : } \ell_{e1} = \sqrt{\ell_{a1}^2 + d_p^2} = \sqrt{(1,2 \ell_{sn})^2 + d_p^2}$$

8.4,12 ZONE DE RÉGULARISATION DES CONTRAINTES

* L'estimation proposée est également valable pour d'autres types de sections : massives ou en I à faibles débords.

Article 8.4 : Diffusion dans le cas de la prétension

8.4,1 EFFETS À L'AVANT DE S_A

8.4,11 LONGUEUR D'ÉTABLISSEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Pour chaque direction de diffusion et pour chaque valeur ℓ_{ai} de la longueur d'ancrage de calcul définie en 4.1,32, on détermine une longueur d'établissement de la précontrainte :

$$\ell_{ei} = \sqrt{\ell_{ai}^2 + d_p^2}$$

d_p désignant la distance du barycentre des armatures de précontrainte à la fibre extrême la plus éloignée dans la direction en question*.

8.4,12 ZONE DE RÉGULARISATION DES CONTRAINTES

Pour une section rectangulaire*, on admet que la longueur de la zone de régularisation des contraintes parallèlement au plan d'étalement est la plus grande des deux valeurs :

$$\ell_{e2} = \sqrt{(0,8 \ell_{sn})^2 + d_p^2}$$

e, dimension de la pièce.

8.4,13 EFFETS LOCAUX

** Ce gonflement est dû à l'effet de Poisson. Pour les torons, il y a lieu de considérer également l'effet de coin dû au détournage de l'armature lors de son relâchement.*

Comme dans le cas de la post-tension, on peut considérer successivement les différents effets ci-après.

8.4,13 EFFETS LOCAUX

Dans la zone de scellement, le gonflement des armatures donne naissance à des contraintes d'éclatement*.

8.4,14 EFFETS DE LA DISTRIBUTION DES ARMATURES : ÉQUILIBRE GÉNÉRAL

Les efforts d'équilibre général se définissent de la même façon qu'en post-tension.

8.4,2 EFFETS À L'AMONT DE S_A : ENTRAÎNEMENT

Le phénomène d'entraînement peut se manifester lorsqu'une armature est gainée sur une certaine longueur.

Article 8.5 : Principe des justifications

** Dans une certaine mesure, la théorie de l'élasticité peut être utilisée pour l'évaluation des contraintes.*

*** Les zones d'ancrage sont à justifier aux états limites de service du fait qu'en pratique on dispose d'une marge importante vis-à-vis de la rupture dans la mesure où l'exécution est convenable.*

**** En raison du cumul des contraintes de diverses origines, la phase de mise en précontrainte n'est pas nécessairement la plus défavorable pour l'ensemble des justifications.*

Article 8.5 : Principe des justifications

Les justifications de stabilité des zones d'introduction des forces de précontrainte doivent être établies à partir de méthodes ayant la sanction de l'expérience. A défaut de méthodes de calcul plus élaborées*, il y a lieu de recourir à celles définies en annexe 4.

Ces justifications sont effectuées sous sollicitations de service** correspondant à la phase de mise en œuvre ou éventuellement d'exploitation*** la plus défavorable et comportent :

- l'évaluation des contraintes du béton ;

- la définition d'un ferrailage convenablement distribué, la contrainte de traction des armatures passives étant limitée à $2/3 f_e$.

Tous les calculs sont faits en considérant, pour l'ensemble des armatures de précontrainte implantées dans la zone de régularisation, la valeur caractéristique la plus défavorable de leur tension.

Article 8.6 : Dispositions dans le cas de la post-tension

** Toutefois, comme, précisé en annexe 4, les frettages représentés dans les fascicules d'agrément et dimensionnés pour un ancrage unique appliqué au bloc d'about minimal sont à adapter à chaque cas.*

Article 8.6 : Dispositions dans le cas de la post-tension

Les règles de calcul ou dispositions constructives générales définies dans le présent article ne sauraient atténuer d'aucune façon les prescriptions de l'agrément, particulières à chaque procédé de précontrainte ; celles-ci doivent être respectées en toutes circonstances*.

8.6,1 CONTRAINTES LIMITES DU BÉTON

a) Contraintes de compression.

En règle générale, pour ce qui concerne la contrainte de compression sous les ancrages, sa limite résulte implicitement des dispositions de l'arrêté d'agrément.

Dans le cas d'utilisation de dispositifs d'ancrage spéciaux, non visés par les arrêtés d'agrément, la détermination de la contrainte maximale de compression admissible peut être basée sur l'expérimentation.

Dans un cas comme dans l'autre la contrainte moyenne de compression à la sortie de la zone de première régularisation est bornée à $2/3 f_{cj}$.

b) Contraintes transversales de traction.

Dans l'axe des armatures, elles ne doivent pas dépasser $1,25 f_{tj}$.

8.6,2 DÉTERMINATION DES ARMATURES PASSIVES

** En règle générale, il suffit que ces armatures permettent d'assurer l'existence d'un équilibre mécanique ne faisant appel au béton que pour reprendre des contraintes de compression. Cependant, c'est la reprise directe des tractions du béton supposé non fissuré qui donne la meilleure sécurité vis-à-vis des risques de fissuration.*

*** Les armatures en question sont convenablement réparties sur toute la longueur de la zone intéressée et règnent sur toute la hauteur de la pièce.*

Toutefois, le pourcentage minimal n'est à vérifier que globalement sur l'ensemble de la zone de régularisation des contraintes.

Pour les poutres à membrures larges, le même pourcentage minimal est étendu aux sections de jonction à l'âme des ailes des membrures contenant les armatures de précontrainte.

8.6,3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

** C'est le cas lorsque la distribution des corps d'ancrage est telle que chaque ancrage se trouve sur la résultante du bloc de contraintes régularisées qu'il engendre (distribution des ancrages dite « linéaire », déjà évoquée en 8.3,12), la longueur des épaisissements locaux peut alors être limitée à celle de la zone de première régularisation des contraintes.*

c) Contraintes de cisaillement.

Sur tout plan de coupure parallèle à la fibre moyenne, les contraintes globales de cisaillement développées à la fois par les armatures ancrées et par les autres actions sont limitées à $1,5 f_{tj}$.

8.6,2 DÉTERMINATION DES ARMATURES PASSIVES

a) Des armatures assurent la résistance des pièces dans toutes les zones où des contraintes de traction et des contraintes tangentes dues à l'introduction des forces de précontrainte prennent naissance. A défaut de méthodes de calcul plus élaborées, leur détermination est effectuée par application des règles de l'annexe 4*.

Ces armatures ne s'ajoutent pas directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (chapitre 7).

La règle de cumul est indiquée à l'annexe 4.

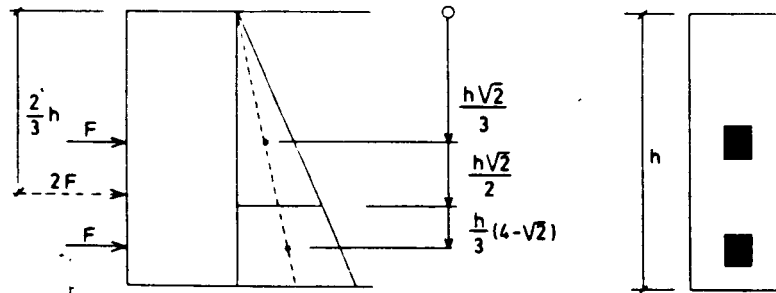
b) Pourcentage minimal.

Les armatures transversales d'âme régnant sur la longueur de la zone de régularisation des contraintes, y compris les armatures d'effort tranchant, ont une aire au moins égale à 0,3 % de l'aire de la section horizontale minimale de l'âme dans la zone considérée**.

8.6,3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

a) Si des épaisissements locaux des pièces sont nécessaires aux abouts et dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte, sauf exception dûment justifiée*, ils règnent sur une longueur au moins égale à celle de la zone de régularisation des contraintes, définie à l'article 8.3,1**.

b) Les armatures transversales sont menées jusqu'au voisinage immédiat des parements des pièces et convenablement ancrées.



Exemple de distribution « linéaire » des corps d'ancrage.

** 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.

*** Ces frettages peuvent être, dans certains cas; ceux qui sont définis dans l'agrément de chaque procédé de précontrainte. Toutefois, leur façonnage doit être adapté à la géométrie de la pièce, et les frettes, souvent représentées pour un ancrage isolé dans l'agrément, ne sont pas à juxtaposer simplement, mais à remplacer par des frettages continus.

**** Le béton situé sous les organes d'ancrage doit être particulièrement compact et résistant, les frettages ne pouvant suppléer à un défaut de mise en œuvre. Lorsque la densité des armatures passives à prévoir au voisinage de l'about des pièces est importante, il y a intérêt à recourir à des pièces d'about préfabriquées.

***** Des frettes hélicoïdales sont particulièrement efficaces dans ce cas.

Dans le cas de groupement de corps d'ancrage, les frettages équilibrant les efforts d'éclatement et de surface sont continus sur toute la hauteur de la section***.

c) Les dispositions des zones d'appui des corps d'ancrages implantés au voisinage des parements des pièces font l'objet d'une étude spéciale, notamment en vue d'éviter un déversement des ancrages par suite du fendage du béton. En particulier, des armatures de couture de l'organe d'ancrage à la masse de la pièce doivent être prévues et enserrer l'ensemble de la masse du béton que le corps d'ancrage entraînerait en cas de déversement.

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*****.

Article 8.7 : Dispositions dans le cas de la prétension

** Dans ce cas particulier, le recours à l'expérimentation pour justifier l'organisation des zones d'about des pièces est admissible à condition qu'elle soit incontestable. Elle doit porter sur l'essai de pièces suffisamment nombreuses, dont les résultats ne peuvent être considérés comme probants que s'ils permettent d'évaluer une marge de sécurité systématiquement obtenue.*

8.7,2 DÉTERMINATION DES ARMATURES PASSIVES

** Pour les pièces préfabriquées les plus courantes, en té renversé ou double-té, dans lesquelles les armatures de précontrainte sont implantées pour la plupart dans le talon, l'étude de la régularisation des contraintes dans les deux plans d'étalement permet de définir les armatures transversales nécessaires pour assurer les coutures de liaison à prévoir : d'une part à travers le plan horizontal de jonction de l'âme au talon, d'autre part dans les deux plans verticaux, de jonction des ailes du talon à l'âme. Dans ce dernier cas, la force de précontrainte à considérer dans chaque débord du talon est celle apportée par les armatures de précontrainte situées hors de l'armature transversale d'âme.*

*** Une telle exception doit être basée sur des résultats expérimentaux probants.*

**** Toutefois, dans le cas de pièces préfabriquées précontraintes par prétension munies de blochets d'extrémité, ce pourcentage minimal peut être réduit à 0,2 % sur la longueur de ces derniers ; cette valeur réduite de 0,2 % peut également être retenue pour des poutres à section rectangulaire.*

8.7,3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

** Ces épaissements sont à différencier des montants d'appui qui peuvent être de largeur réduite.*

Article 8.7 : Dispositions dans le cas de la prétension*

8.7,1 CONTRAINTES LIMITES DU BÉTON

Les justifications ne sont en général relatives qu'aux contraintes de cisaillement résultant des efforts internes dus à l'introduction de la précontrainte (voir annexe 4).

8.7,2 DÉTERMINATION DES ARMATURES PASSIVES

a) Des armatures assurent la résistance des pièces dans toutes les zones où des contraintes de traction et des contraintes tangentes dues à l'introduction des forces de précontrainte prennent naissance*. Ces armatures ne s'ajoutent à celles résultant des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (chapitre 7) que dans la limite de la règle de cumul donnée en annexe 4.

En outre, sauf exception dûment justifiée**, des armatures passives, de façonnage approprié et convenablement ancrées, sont disposées dans la zone de scellement des armatures afin d'équilibrer les efforts d'éclatement.

b) Pourcentage minimal.

La règle de pourcentage minimal fixée en 8.6,2 b est également applicable aux pièces précontraintes par prétension***, la longueur de la zone de régularisation des contraintes étant celle définie en 8.4,12.

8.7,3 DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

a) Si des épaissements locaux des pièces sont nécessaires aux abouts pour assurer l'établissement de la précontrainte*, ils doivent régner sur une

*** Des goussets de raccordement à la section courante sont prévus de façon à assurer une répartition progressive du flux de précontrainte.*

**** Les frettes hélicoïdales enserrant complètement les armatures de précontrainte sont particulièrement efficaces.*

longueur au moins égale à celle de la zone de régularisation des contraintes** définie en 8.4,12.

b) Les armatures transversales doivent enserrer l'ensemble des armatures de précontrainte, être menées jusqu'au voisinage immédiat des parements des pièces et être convenablement ancrées.

c) Les frettages doivent enserrer efficacement les masses de béton soumises aux efforts d'éclatement***.

d) L'implantation des armatures de précontrainte ainsi que les dispositions de frettage doivent être adaptées aux profils des pièces. Les risques de fendage des pièces minces font l'objet de justifications spéciales.

e) Le mode opératoire de relâchement des armatures de précontrainte doit être tel qu'il n'altère pas la longueur de scellement escomptée dans les calculs et que la succession des opérations n'introduise pas d'efforts parasites temporaires non pris en compte.

CHAPITRE 9 DALLES

Article 9.1 : Domaine d'application

** Dans les autres cas, on peut s'inspirer de ces dispositions, mais on doit procéder aux adaptations nécessaires le cas échéant. Il en est de même de certaines dalles de forme en plan très complexe.*

*** Dans les poutres-dalles rectangulaires ou peu biaisées, les moments fléchissants les plus grands présentent une direction constante parallèle aux bords libres.*

**** Pour la plupart des hourdis et des dalles des bâtiments respectivement, les annexes 9 et 12B fournissent des règles simplifiées pour l'application des dispositions du présent chapitre.*

On trouve, en outre, dans l'annexe 12B des indications pour la justification des dalles en console.

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 12B).

Article 9.2 : Calcul des sollicitations

COMMENTAIRES

CHAPITRE 9 DALLES

Article 9.1 : Domaine d'application

Les prescriptions du présent chapitre s'appliquent à des dalles pleines, homogènes, isotropes et d'épaisseur constante*.

Ces dalles sont soumises à des charges extérieures perpendiculaires à leur plan (ou feuillet) moyen.

On désigne conventionnellement dans la présente instruction :

- poutres-dalles, les plaques présentant deux bords libres parallèles ou sensiblement parallèles, distants d'au moins trois fois leur épaisseur** :
- hourdis, les plaques telles par exemple que les hourdis de ponts, appuyées sur la totalité ou la quasi totalité de leur pourtour et soumises à l'action de charges concentrées et mobiles importantes ;
- dalles des bâtiments, les plaques soumises principalement à l'action de charges réparties***.

Conventionnellement, dans le présent chapitre, on appelle « verticale » la direction perpendiculaire au plan moyen, et « horizontale » toute direction parallèle au plan moyen.

Article 9.2 : Calcul des sollicitations

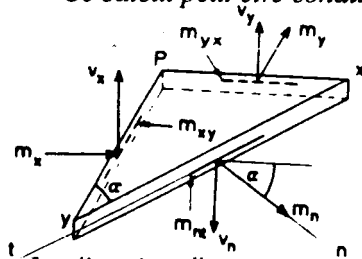
9.2,1 Dans tout le présent chapitre, les expressions « moment fléchissant », « moment de torsion » et « effort tranchant » désignent les densités réparties sur la section résistante à laquelle l'effort considéré est appliqué.

TEXTE

9.2,2

* Un problème pratique consiste à évaluer, pour un cas de charge donné, le moment fléchissant m_n , le moment de torsion m_{nt} et l'effort tranchant v_n agissant sur une section oblique, (cf. figure ci-dessous) faisant l'angle α avec l'une, P_y , des deux sections orthogonales P_y , P_x auxquelles sont appliquées respectivement m_x, m_{xy}, v_x et m_y, m_{yx}, v_y .

Ce calcul peut être conduit grâce aux relations suivantes :



- (1) $m_{xy} = m_{yx}$
- (2) $m_n = m_x \cos^2 \alpha + m_y \sin^2 \alpha + m_{xy} \sin 2\alpha$
- (3) $m_{nt} = m_{xy} \cos 2\alpha - \frac{m_x - m_y}{2} \sin 2\alpha$
- (4) $v_n = v_x \cos \alpha + v_y \sin \alpha$

La direction d'un moment est celle des contraintes qu'il engendre.

La relation (2) reste également valable pour les efforts de compression moyennant adaptation de notations.

L'angle α_0 définissant par rapport à P_y la direction de chacune des deux sections perpendiculaires entre elles sur lesquelles s'exercent les moments fléchissants principaux est défini par :

$$\text{tg } 2 \alpha_0 = \frac{2m_{xy}}{m_x - m_y}$$

En d'autres termes, en un point quelconque d'une dalle, un état de flexion, d'effort tranchant et de compression peut être décrit sous forme respective-

Par convention, la « direction d'un moment » est la direction des contraintes qu'il engendre.

L'expression « effort de compression » désigne également une densité d'effort et est définie comme la contrainte normale moyenne sur toute l'épaisseur de la dalle, multipliée par la dite épaisseur.

9.2,2 En règle générale, on calcule la distribution des moments et des efforts tranchants sur toute la dalle pour un certain nombre de cas de charges extérieures*. Ces cas, dits « états de flexion », sont choisis de façon à représenter suffisamment tous les cas de charge possibles pour qu'aucun des cas exclus ne puisse, dans aucune partie de la dalle, quelle que soit la face ou la direction considérée, être sensiblement plus défavorable que les cas de charges retenus**.

Chaque distribution des efforts doit être déterminée avec une finesse suffisante***.

ment d'un tenseur de flexion, d'un vecteur d'effort tranchant et d'un tenseur de compression.

*** Le marché peut, en fonction de la structure étudiée, donner des règles complémentaires concernant les cas de charge à considérer.*

Il peut s'agir, par exemple :

- *de préciser les charges d'exploitation des ponts-routes dans la mesure où la charge A (ℓ) définie au titre II du fascicule 61 en fonction de lignes d'influence, reste à définir en fonction de surfaces d'influence ;*
- *de prescrire divers états de flexion à considérer ;*
- *de fixer des coefficients de majoration spéciaux à appliquer aux sollicitations considérées, de manière à se prémunir contre les effets de cas de charges non considérés.*

**** Dans le cas où pour certaines dalles de forme complexe, la direction et éventuellement la grandeur des efforts principaux ne seraient pas connues avec précision sur l'ensemble de ces dalles ou sur certaines de leurs parties, il peut y avoir lieu de prendre en compte, dans la justification, certains écarts par rapport à la direction évaluée et éventuellement à la grandeur évaluée.*

9.2,3.

** De façon générale, les méthodes de l'élasticité conduisent à l'évaluation directe des efforts locaux, alors que la considération de bandes porteuses donne directement les seuls efforts généraux. Dans certains cas, lorsque la configuration des efforts est bien connue, on peut, en s'appuyant sur des études antérieures probantes, expérimentales ou non, évaluer les efforts locaux par une majoration des efforts généraux, ou n'effectuer les vérifications que sous l'une ou l'autre de ces catégories d'efforts.*

L'attention est attirée sur le fait que la précontrainte est une action : les mêmes schémas statiques doivent donc être pris en compte pour les effets des charges et de la précontrainte, notamment lorsque le calcul est mené en considérant des bandes porteuses.

9.2,3 Les méthodes de calcul des efforts utilisées découlent généralement de la théorie de l'élasticité, pourvu qu'elles satisfassent aux conditions qui précèdent ainsi qu'aux conditions de validité qui leur sont propres. Elles peuvent être basées sur la considération de « bandes porteuses » toujours sous les mêmes conditions et pourvu que des justifications théoriques ou expérimentales puissent être fournies afin de s'assurer d'une compatibilité convenable des déformations des différentes bandes*.

Il est tenu compte des tendances éventuelles de certains points d'appui à se soulever, sous la superposition des efforts de la précontrainte et de ceux des charges appliquées**.

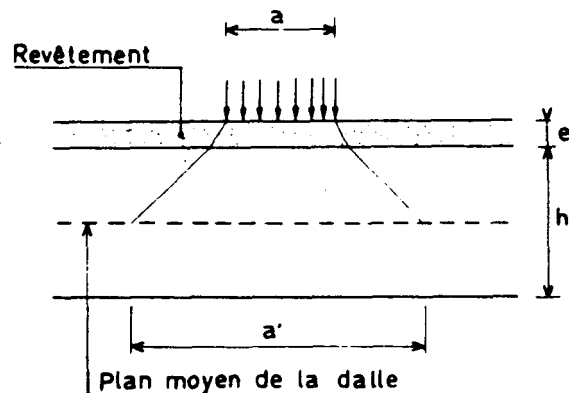
Il y a lieu de tenir compte, le cas échéant, dans le calcul des efforts des prescriptions de l'article 9.2, paragraphes 4 à 7 ci-après.

La méthode des lignes de rupture peut être également utilisée, essentiellement pour les justifications aux états limites ultimes ; elle est toutefois d'un usage difficile sauf dans le cas de tracé de précontrainte rectiligne dans une dalle d'épaisseur constante.

** Ces soulèvements peuvent être soit évités par des dispositifs d'ancrage appropriés, présentant une marge de sécurité élevée à la rupture, soit acceptés moyennant prise en compte de l'annulation de ces réactions d'appui et de l'évaluation correcte des efforts qui en résultent.

9.2,4 ÉTALEMENT, SUR LE PLAN MOYEN DE LA DALLE, DES CHARGES APPLIQUÉES

* La présente prescription peut être représentée par le croquis ci-après :



$$a' = a + h + \xi \cdot e$$

avec :

$$\xi = \begin{cases} 2 \text{ pour le béton ;} \\ 3/2 \text{ pour un revêtement noir ;} \\ \text{à déterminer pour d'autres matériaux.} \end{cases}$$

9.2,4 ÉTALEMENT, SUR LE PLAN MOYEN DE LA DALLE, DES CHARGES APPLIQUÉES

On admet qu'une charge, appliquée à la surface d'une dalle, agit uniformément sur une aire du plan moyen, dont le contour est parallèle à la projection sur le plan moyen du contour contenant la charge, et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle.

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

Lorsqu'une dalle est recouverte d'un remblai, on peut appliquer une règle semblable, le rapport entre la distance entre contours et l'épaisseur du remblai étant à déterminer en fonction de la nature du remblai*.

9.2,5 On admet que la fissuration - si celle-ci existe - ne modifie pas de façon notable la distribution des efforts internes dans la dalle pourvu que les tractions qui s'y développent ne soient pas trop importantes.

9.2,6

** Les simplifications de calcul qu'on trouve en annexe 12 B pour les hourdis soumis à des charges extérieures de signe invariable ne dispensent pas de l'application du présent alinéa.*

*** Une telle résistance est nécessaire pour équilibrer les poussées dues à un effet de voûte, lorsque les armatures formant tirant sont implantées, au moins en partie, hors de l'aplomb de la charge, de part et d'autre de celle-ci ; c'est notamment le cas pour les dalles appuyées sur leurs quatre bords lorsque les armatures de précontrainte sont concentrées dans les éléments porteurs. Il y a lieu de ne recourir à cette disposition qu'avec prudence, des justifications expérimentales étant nécessaires pour déterminer l'élanement maximal admissible pour les dalles, dans de tels cas.*

9.2,7 EFFET DE LA DÉFORMATION TRANSVERSALE DU BÉTON. COEFFICIENT DE POISSON

** En un point quelconque d'une dalle, il peut être admis la relation simple suivante entre les moments fléchissants principaux M_x et M_y dus aux charges extérieures et à la précontrainte :*

$$(M_y)_{v \neq 0} = (M_y)_{v=0} + k v (M_x)_{v=0}$$

Dans cette relation, v désigne le coefficient de Poisson, $(M_y)_{v=0}$ et $(M_x)_{v=0}$ les valeurs déterminées de M_y et M_x en supposant nul le coefficient de Poisson, le coefficient k compris entre 0 et 1 dépend des conditions de liaison de la dalle avec ses appuis.

Dans une poutre-dalle rectangulaire ou peu biaisée, k peut, selon la pratique courante, être pris égal au rapport de la largeur à la portée étudiée de la dalle, si ce rapport est inférieur à 1, et à 1 dans le cas contraire.

9.2,6 Pour le calcul des hourdis et des dalles des bâtiments, il est tenu compte, le cas échéant, des efforts supplémentaires dus à la dénivellation des poutres porteuses*.

Pour les hourdis bordés par des pièces présentant une rigidité élevée dans le sens horizontal, il peut être tenu compte de l'effet favorable de la résistance des pièces à un effort horizontal éventuel, pour les effets des charges concentrées exclusivement, mais sous condition de s'appuyer pour cela sur des vérifications expérimentales probantes**.

9.2,7 EFFET DE LA DÉFORMATION TRANSVERSALE DU BÉTON. COEFFICIENT DE POISSON

Il est tenu compte de la déformation transversale du béton dans le calcul des moments fléchissants dans les dalles en faisant intervenir le coefficient de Poisson fixé à l'article 2.1,6*.

Le coefficient de Poisson peut être pris égal à zéro soit dans toute justification vis-à-vis des états limites ultimes, soit lorsqu'il est prévu, dans une direction au moins, une justification en classe III vis-à-vis des états limites de service.

Article 9.3 : Moments fléchissants généraux et locaux

9.3,1 DIRECTION MÉCANIQUE PRINCIPALE. ZONE À RÉPARTITION RÉGULIÈRE DES EFFORTS

** La prise en compte dans l'ensemble du présent article des moments dus à la précontrainte, simultanément avec ceux dus aux charges extérieures est possible.*

Cependant, cette prise en compte est souvent délicate en raison de la faiblesse des différences entre ces moments de signes opposés : il risque d'en résulter des directions irrégulières et sans grande signification physique, des directions principales de tenseurs de flexion.

L'attention est attirée sur le fait que la direction mécanique principale ainsi définie peut être différente de la direction des contraintes normales principales développées par les moments fléchissants des charges extérieures et par les effets de la précontrainte.

*** Dans le choix de cette direction, sauf dans les cas simples visés au dernier alinéa de l'article 9.3,1, les moments sur appuis sont de direction trop variable pour pouvoir être pris en considération. On a donc seulement à comparer entre eux les moments maximaux dans les différentes travées.*

**** Certaines dalles de forme complexe (par exemple ponts-dalles courbes ou en Y), les ponts-dalles à biais prononcé de plus de trois travées successives, ou de grande largeur par rapport à la portée droite, entrent dans le domaine d'application de cet alinéa.*

On trouve à l'annexe 12 A, l'illustration de la notion de direction mécanique principale et de portée mécanique dans un certain nombre de configurations de dalles plus ou moins courantes.

Article 9.3 : Moments fléchissants généraux et locaux

9.3,1 DIRECTION MÉCANIQUE PRINCIPALE. ZONE À RÉPARTITION RÉGULIÈRE DES EFFORTS

Lorsque la forme d'une dalle et la configuration de ses appuis sont relativement simples et que sous une charge extérieure* uniforme la distribution des moments principaux dans chacune de ses travées, zones d'appuis exclues, est de direction à peu près uniforme, on détermine pour cette travée une **direction mécanique principale**. Par définition, cette direction est la perpendiculaire à la section sur laquelle, en moyenne pour toute la largeur de dalle comprise entre les lignes d'appuis ou bords libres, s'exercent les plus grands moments fléchissants en travées dus aux charges extérieures uniformes ; cette direction doit être appréciée à ± 10 grades près. Par définition, la **portée mécanique** est mesurée, entre lignes d'appui, dans la travée où se trouve cette section, suivant la direction mécanique principale**.

Lorsque la forme d'une dalle, la configuration de ses appuis, ou la distribution des moments principaux ne satisfont pas aux conditions ci-dessus, on détermine plusieurs directions mécaniques principales pour les différentes parties de la dalle***.

Les zones dans lesquelles la distribution des moments principaux est de direction à peu près uniforme sous charges extérieures réparties sont appelées zones à répartition régulière des efforts.

Toutefois, dans certains cas simples tels que ceux des poutres ou des dalles supérieures des portiques, assimilés à une poutre pour le calcul des efforts longitudinaux, le marché peut prescrire de considérer les zones au droit et au voisinage des appuis comme faisant partie de la zone à répartition régulière des efforts.

Toutefois, dans certains cas simples tels que ceux des poutres ou des dalles supérieures des portiques, assimilés à une poutre pour le calcul des efforts longitudinaux, le marché peut prescrire de considérer les zones au droit et au voisinage des appuis comme faisant partie de la zone à répartition régulière des efforts.

9.3,2 MOMENTS FLÉCHISSANTS GÉNÉRAUX ET LOCAUX

Par définition, le **moment fléchissant général** agissant sur une section centrée sur un point étudié, pour un état de flexion donné, est la moyenne des moments fléchissants unitaires appliqués au plan de la section considérée, sur une largeur égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- le tiers de la portée mécanique ;
- la portée ou la largeur totale de la dalle, dans la direction perpendiculaire à la direction mécanique principale.

On définit, de la même façon, le **moment fléchissant local**, en prenant en compte une largeur égale à deux fois l'épaisseur de la dalle.

Article 9.4 : Justifications vis-à-vis des contraintes normales

** Il est rappelé que les efforts en un point quelconque d'une dalle peuvent être décrits par : (cf. commentaire* de l'article 9.2,2)*

- un tenseur de flexion ;
- un tenseur d'effort normal ;
- un vecteur d'effort tranchant.

*** L'effort normal de compression de précontrainte dévie de façon très sensible les directions principales du tenseur des contraintes par rapport à la direction mécanique principale définie à l'article 9.3. Cependant, dans les zones à répartition régulière des efforts, ces tenseurs conservent des directions principales plus ou moins uniformes.*

9.4,1 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE

Article 9.4 : Justifications vis-à-vis des contraintes normales

On calcule, sous sollicitations de service et ultimes, la distribution des efforts dus à l'effet combiné des moments et des forces de compression extérieures et de précontrainte*.

A l'état limite de service, on en déduit le tenseur des contraintes sur chaque face de la dalle**.

De façon générale, il s'agit de limiter, au droit de chaque point étudié du plan moyen de la dalle, les justifications à certaines directions considérées comme les plus critiques et, pour chacune de celles-ci, à certaines sollicitations qui correspondent soit à des moments fléchissants généraux soit à des moments fléchissants locaux.

9.4,1 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES AUX ÉTATS LIMITES DE SERVICE

Les vérifications sont à effectuer conformément aux règles de l'article 6.1,2.

On procède aux justifications vis-à-vis des contraintes normales de la façon suivante :

9.4,11 DANS LES ZONES À RÉPARTITION RÉGULIÈRE DES EFFORTS

* Une dalle ou une partie de dalle est dite à simple précontrainte en tout point où les deux conditions suivantes sont simultanément satisfaites :

- le rapport des deux efforts principaux de compression est au moins égal à 20.
- aucune armature de précontrainte ne s'écarte de plus de 20 degrés de la direction du plus grand effort de compression principal.

Elle est dite à double précontrainte dans les autres cas.

** Il s'agit de l'article A.4.5 du B.A.E.L.

*** Parmi ces cas spéciaux, on peut citer les chargements fortement concentrés.

**** Les justifications sous l'effet des moments fléchissants locaux selon les classes I ou II ne sont à faire qu'exceptionnellement et suivant les prescriptions du marché. L'attention est attirée sur le fait qu'une telle justification peut entraîner un surdimensionnement affectant l'ensemble de l'ouvrage.

9.4,12 EN DEHORS DES ZONES À RÉPARTITION RÉGULIÈRE DES EFFORTS

* Les raisons du choix de la classe III sont celles signalées au commentaire**** de l'article 9.4,11.

9.4,11 DANS LES ZONES À RÉPARTITION RÉGULIÈRE DES EFFORTS

Les sections justifiées sont :

- les sections perpendiculaires aux directions des armatures de précontrainte ;
- les sections perpendiculaires à la direction mécanique principale dans le cas d'une simple précontrainte* ;
- les sections perpendiculaires et parallèles à la direction mécanique principale dans le cas d'une double précontrainte*.

Les vérifications sont à effectuer sous l'effet des moments fléchissants généraux et selon la classe fixée par le marché.

Dans le cas d'une simple précontrainte, les sections parallèles aux armatures de précontrainte et à la direction mécanique principale sont à justifier selon les règles du BAEL**.

Dans certains cas***, il peut y avoir lieu de procéder aux justifications sous l'effet des moments fléchissants locaux. Elles sont à effectuer en classe III, sauf prescription contraire du marché****.

Sous l'effet des moments fléchissants locaux, les contraintes limites de compression du béton sont portées aux valeurs suivantes :

- $0,6 f_{c28}$ sous l'effet des combinaisons quasi permanentes ;
- $0,7 f_{c28}$ sous l'effet des combinaisons rares ;
- $0,7 f_{cj}$ en cours d'exécution.

9.4,12 EN DEHORS DES ZONES À RÉPARTITION RÉGULIÈRE DES EFFORTS

Les sections justifiées sont, en tout point et pour tout état de flexion, les sections perpendiculaires aux armatures de précontrainte.

Les justifications sont à effectuer sous l'effet des moments fléchissants locaux et en classe III, sauf prescription contraire du marché*.

9.4.2 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES

** Les vérifications demandées dans les directions prescrites permettent de s'assurer de la résistance de la majorité des dalles courantes. Dans le cas de dalles de forme complexe, il se peut que d'autres directions soient plus défavorables : on se référera alors aux relations données dans l'annexe 12 A qui permettent de dimensionner les armatures passives assurant la résistance de la dalle au point considéré et quelle que soit la direction envisagée.*

Dans le cas d'une double précontrainte, et lorsque l'angle aigu formé par les deux directions des câbles est compris entre 80 et 100 grades, on peut limiter les justifications aux seules sections perpendiculaires aux câbles.

*** Sous l'effet des moments fléchissants, il est loisible de réduire le coefficient γ_b dans le calcul de la contrainte limite de compression du béton en tenant compte d'un effet d'autofrettage dans la masse du béton, sans toutefois descendre en-dessous de 1,2.*

9.4.3 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES À L'ÉTAT LIMITE DE FATIGUE

Dans le cas d'une simple précontrainte, les sections parallèles aux armatures de précontrainte sont à justifier selon les règles du BAEL, sous l'effet des moments fléchissants locaux. L'état limite d'ouverture des fissures est celui pour lequel la fissuration est considérée comme peu préjudiciable, sauf prescriptions contraires du marché. Ces règles sont également applicables à deux sections quelconques orthogonales entre elles dans les zones justifiables du BAEL (angles aigus des dalles très biaises, par exemple).

9.4.2 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES AUX ÉTATS LIMITES ULTIMES

Ces justifications sont effectuées selon l'article 6.3 en situation d'exploitation. Des calculs similaires sont à effectuer pour les phases d'exécution, lorsque les calculs faits précédemment aux états limites de service n'impliquent pas de façon évidente la stabilité et la résistance vis-à-vis des états limites ultimes au cours de ces phases.

Les sections justifiées sont les sections perpendiculaires et parallèles aux armatures de précontrainte*.

Dans le cas d'une simple précontrainte, il y a lieu de justifier les sections parallèles aux armatures de précontrainte conformément à l'article A.4.3 du BAEL.

Dans les zones à répartition régulière des efforts, les justifications sont effectuées sous l'effet des moments fléchissants généraux ; en dehors de ces zones, les justifications sont effectuées sous l'effet des moments fléchissants locaux**.

9.4.3 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES À L'ÉTAT LIMITE DE FATIGUE

Ces justifications sont effectuées conformément aux conditions prévues à l'article 6.5 et sur prescription du marché. Les sections justifiées sont perpendiculaires aux armatures.

Les vérifications sont effectuées sous l'effet des moments fléchissants locaux.

Article 9.5 : Règles relatives aux armatures passives

** Dans le cas d'une simple précontrainte, les sections parallèles aux armatures de précontrainte sont à justifier selon les règles du BAEL.*

Pour le dimensionnement des armatures passives, afin de satisfaire l'équilibre mécanique des sections fissurées, il est loisible d'appliquer les formules exposées dans l'annexe 12 A.

Article 9.6 : Justifications vis-à-vis des efforts tranchants réduits

** Dans la plupart des dalles précontraintes, la résistance du béton est presque partout surabondante, et les armatures verticales de fixation des armatures de précontrainte suffisantes, pour assurer la résistance aux efforts tranchants. Les justifications peuvent donc généralement être limitées aux zones d'appui et aux autres zones soumises à des efforts concentrés.*

9.6,2 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.*

Article 9.5 : Règles relatives aux armatures passives

Les règles de l'article 6.1,3 sont applicables aux armatures passives disposées parallèlement aux armatures de précontrainte. Dans le cas d'une simple précontrainte, les armatures passives faisant un angle α avec la direction des armatures de précontrainte doivent avoir une section minimale A_s telle que la quantité $A_s \sin^2 \alpha$ satisfasse les conditions de l'article 6.1,3 et le cas échéant la condition de non-fragilité prescrite par l'article A.4.2 du BAEL*.

Article 9.6 : Justification vis-à-vis des efforts tranchants réduits*

Les justifications à fournir concernent exclusivement les sollicitations ultimes, toutefois, on ne prend en compte aucune surtension des armatures de précontrainte pouvant résulter de la fissuration du béton, sauf en ce qui concerne les étriers actifs éventuels.

9.6,1 EFFORTS TRANCHANTS RÉDUITS D'ENSEMBLE

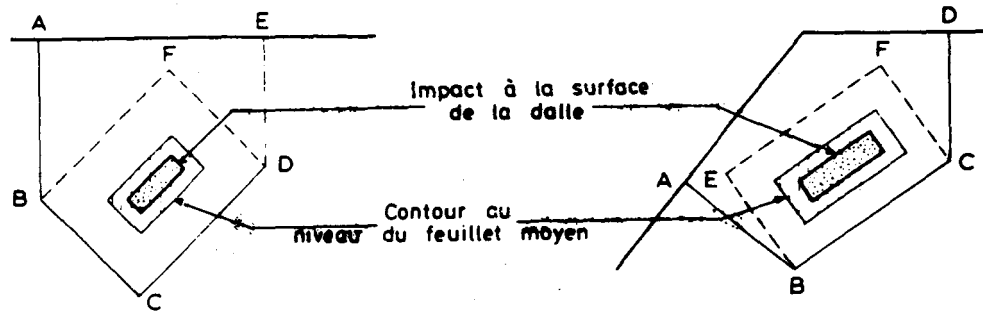
On calcule, selon l'article 9.2,3, la distribution des efforts tranchants dus aux charges extérieures et aux effets de la précontrainte, pour chacun des états de flexion étudiés, appelés efforts tranchants réduits d'ensemble.

Au voisinage des zones soumises à des charges concentrées, et des zones d'appuis discontinus, les efforts tranchants pris en compte sont les valeurs moyennes calculées sur une largeur égale à deux fois l'épaisseur de la dalle.

9.6,2 EFFORTS TRANCHANTS RÉDUITS DE POINÇONNEMENT

Dans les cas courants*, il est loisible de substituer au calcul des efforts tranchants, prescrit au deuxième alinéa de l'article 9.6,1 un calcul approché, dit calcul des efforts tranchants réduits de poinçonnement. Ce calcul est fait sur des contours parallèles entourant les charges localisées (réactions des appareils d'appui et s'il y a lieu autres charges extérieures) ; le premier contour à considérer résulte des prescriptions de l'article 9.2,4. A proximité des bords de la dalle, on remplace certaines parties de ces contours par des perpendiculaires aux bords des dalles lorsqu'il en résulte une réduction de leur longueur développée (cf figure ci-après)**.

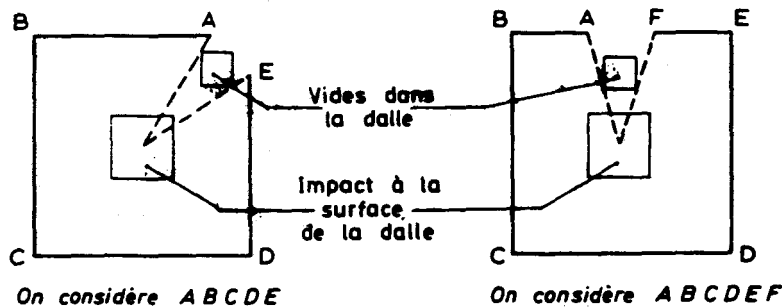
**** Les figures ci-dessous donnent des exemples de forces localisées à proximité des bords de la dalle.**



On considère A B C D E si
 $AB + ED < BF + FD$

On considère A B C D si
 $AB + CD < BE + EF + FC$

Dans le cas où des vides sont prévus dans la dalle, on considère des périmètres réduits comme indiquent les deux exemples suivants :



On considère A B C D E

On considère A B C D E F

*** Dans les cas courants, il convient de considérer des contours intermédiaires de façon à réduire progressivement les efforts tranchants réduits de poinçonnement évalués sur ces contours. On s'arrête au contour extrême où, éventuellement, l'effort tranchant réduit de poinçonnement est égal à l'effort tranchant réduit d'ensemble.

On admet ensuite qu'au droit de ce contour et de tout contour parallèle extérieur s'exerce un effort tranchant réduit de poinçonnement égal au quotient par la longueur développée du contour, de la charge localisée, augmentée des charges réparties intérieures au contour et de la composante verticale des forces des armatures de précontrainte traversant ce contour, tous ces efforts étant déterminés en fonction des valeurs de calcul ultimes.

Les charges localisées prises en compte contiennent, le cas échéant, les réactions d'appui hyperstatiques de précontrainte.

Les contours incluent une seule charge ou plusieurs, de manière à faire apparaître l'effort tranchant réduit de poinçonnement le plus défavorable.

L'effort tranchant réduit ainsi déterminé en tout point est considéré comme appliqué dans le plan vertical tangent au contour qui passe au point étudié***

9.6,3 DÉTERMINATION DES CONTRAINTES TANGENTES

* Les contraintes tangentes s'expriment donc à partir des efforts tranchants réduits $V_{\text{red.u}}$ par la formule :

$$\tau_{\text{red.u}} = \frac{1,5}{h} V_{\text{red.u}}$$

h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

9.6,4 JUSTIFICATIONS

9.6,41 JUSTIFICATION DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT

* Ces conditions supposent que les règles du présent texte, relatives aux armatures passives sont respectées sans autre dérogation que celles prévues à l'annexe 12B en ce qui concerne les hourdis.

** Les armatures prévues le long des bords libres sont importantes et ont pour objet d'empêcher tout effet de déchirure.

9.6,42 JUSTIFICATION DU BÉTON AVEC ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT

* Aucune règle n'est donnée pour $h < 0,15$ m, étant donné que les éléments minces ne comportent usuellement pas d'armatures d'effort tranchant.

9.6,3 DÉTERMINATION DES CONTRAINTES TANGENTES

A partir des efforts tranchants réduits, on calcule les contraintes tangentes en prenant en compte la section brute du béton et en admettant un comportement élastique de celui-ci*.

9.6,4 JUSTIFICATIONS

9.6,41 JUSTIFICATION DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise* si les conditions suivantes sont remplies :

- la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- la contrainte tangente définie à l'article 9.6,3 est au plus égale à $0,09 f_{cj}/\gamma_b$.

Toutefois, pour les poutres-dalles, un minimum d'armatures verticales est exigé dans toutes les zones de la dalle. Il est donné par les règles suivantes :

- sur les largeurs égales à $0,5 h$ à partir des bords libres éventuels, son volume relatif est celui défini à l'article 7.3,22** ;
- sur le reste de la dalle ou partie de dalle considérée, son volume relatif est obtenu par la même règle, mais en remplaçant la valeur $0,4$ MPa indiquée à l'article 7.3,22 par $0,1$ MPa.

Dans les autres cas, on dimensionne les armatures verticales d'effort tranchant par l'inégalité indiquée pour les poutres à l'article 7.3,22, en remplaçant le terme $f_{ti}/3$ par $f_{ti}/2$ dans le second membre.

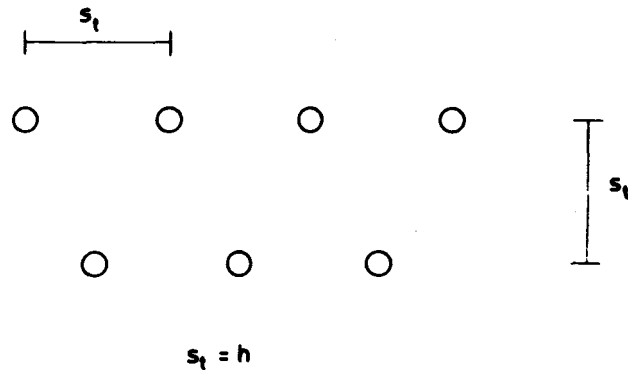
9.6,42 JUSTIFICATION DU BÉTON AVEC ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT

Lorsque la dalle comporte des armatures verticales d'effort tranchant, les valeurs limites de la contrainte tangente, définie à l'article 9.6,3, sont celles données par les poutres à armatures droites (article 7.3,3) multipliées par* :

D'autre part, pour les éléments d'épaisseur comprise entre 0,15 et 0,30 m, il convient de n'utiliser que de petits diamètres pour les armatures d'effort tranchant qui pourraient être (éventuellement) localement nécessaires.

9.6,43 RÈGLES DIVERSES COMMUNES AUX DIFFÉRENTS CAS

* La figure ci-dessous donne un exemple d'application des armatures verticales, dans lequel cette condition est strictement satisfaite. Les limitations de l'espacement s_t prévues à l'article 7.3,22 sont ici sans objet.



$$\frac{10 h}{3} \text{ si } 0,15 \text{ m} < h < 0,30 \text{ m}$$

l (unité) si $h \geq 0,30 \text{ m}$

h désigne l'épaisseur totale de la dalle en mètres.

9.6,43 RÈGLES DIVERSES COMMUNES AUX DIFFÉRENTS CAS

Les règles du paragraphe 7.1,3 relatives aux charges voisines des appuis sont applicables aux dalles.

Ne peut être considérée comme munie d'armatures verticales, pour l'application du paragraphe 9.6,42 qu'une dalle ou partie de dalle dans laquelle l'espacement maximum s_t entre rangées d'étriers, dans deux directions perpendiculaires entre elles, est inférieur à l'épaisseur de la dalle*.

Les règles des articles 7.4 et 7.5 sont applicables aux dalles.

CHAPITRE 10

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 10.1 : Dimensionnement de détail des pièces

** Les tolérances finales à respecter pour le dimensionnement et l'implantation des ouvrages sont fixées par le Fascicule 65.*

*** Les tractions qui pourraient apparaître proviennent le plus souvent de la flexion locale d'une âme ou d'une membrure, de poussées au vide et de la présence de trous dans une pièce.*

Les compressions élevées se produisent généralement à proximité des ancrages ou des armatures de précontrainte.

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

**** Ces conditions peuvent conduire à fixer par exemple :*

- les épaisseurs d'âmes (des épaissements locaux pouvant s'avérer nécessaires) ;*
- le dessin des goussets de raccordement des âmes aux membrures (leur pente devant permettre un bétonnage facile avec les moyens de mise en œuvre escomptés) ;*
- les dispositions particulières de coffrage à prévoir dans les zones d'ancrage des armatures de précontrainte ;*
- des dégagements compatibles avec l'encombrement du matériel de mise en tension des armatures ;*
- des réservations pour fixation et passage de coffrages et échafaudages, sous réserve que ces réservations ne soient pas dommageables pour la qualité des ouvrages.*

CHAPITRE 10

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Article 10.1 : Dimensionnement de détail des pièces

Le dimensionnement* d'ensemble des pièces et de leurs assemblages résulte des justifications fournies en application des chapitres 6, 7 et 9, les sollicitations correspondantes étant celles définies à l'article 4.3.

Leur dimensionnement de détail doit être examiné, à tout stade de l'exécution et en service, de façon à déceler tous les risques d'apparition de traction, de compressions excessives ou d'instabilité**.

Les justifications correspondantes sont définies pour certaines parties des pièces par les articles 6.1,4 et 6.1,5 du chapitre 6, 7.4 et 7.5 du chapitre 7.

Pour les autres parties, on doit justifier que les efforts de traction sont repris par des armatures passives dont la résistance est vérifiée à l'état limite ultime, à l'exception des zones d'ancrage des armatures de précontrainte où les justifications sont menées à l'état limite de service, conformément aux dispositions du chapitre 8.

Ce dimensionnement de détail doit également être fixé, dans certains cas, en fonction des conditions de mise en œuvre***.

Article 10.2 : Tracé, position et enrobage des armatures de précontrainte par post-tension

** Les armatures et leurs conduits doivent satisfaire aux prescriptions du Fascicule 65 et aux arrêtés d'agrément de ces armatures.*

10.2,1 TRACÉ DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

** Les dessins généraux définissant le tracé des armatures de précontrainte doivent être accompagnés dans les zones délicates de dessins de détail représentant à une échelle suffisante la position relative des conduits de précontrainte et des armatures passives à l'intérieur des coffrages.*

*** Ces conditions peuvent être complétées le cas échéant par des prescriptions particulières figurant au marché.*

**** Elles ne se situent, dans la mesure du possible, que dans un seul plan.*

***** Les armatures dont les ancrages sont disposés dans des encoches ménagées dans la membrure supérieure des poutres présentent des risques importants d'infiltration d'eau. Des précautions particulières, tel l'emploi d'un mortier à base de résine, doivent donc être prises pour assurer leur cachetage définitif.*

De même, le cachetage des ancrages disposés sous l'intrados des poutres est difficile à réaliser. Ces ancrages doivent donc être évités sauf justifications spéciales.

****** Des dispositions doivent généralement être prévues pour éviter les dommages dus au gel par suite des risques d'infiltration d'eau à l'intérieur des conduits.*

10.2,2 POSITION ET ENROBAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Article 10.2 : Tracé, position et enrobage des armatures de précontrainte par post-tension

Dans le cas de la post-tension, les armatures sont disposées à l'intérieur de conduits, constitués généralement de gaines ou de tubes*.

10.2,1 TRACÉ DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ*

De façon générale, le tracé des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes** :

- les déviations des conduits sont limitées au minimum*** ;
- les rayons de courbure des conduits sont conformes aux valeurs minimales définies dans les arrêtés d'agrément ;
- en l'absence de dispositions figurant aux arrêtés d'agrément, les conduits comportent une partie rectiligne au voisinage des ancrages ou des coupleurs, d'une longueur égale ou supérieure à 0,50 mètre ;
- la disposition des ancrages est telle que les conditions géométriques et mécaniques résultant du chapitre 8 et des arrêtés d'agrément des procédés de précontrainte soient satisfaites.

Elle doit de plus permettre un cachetage facile ainsi qu'une bonne protection de l'armature contre les infiltrations d'eau****. Dans le cas contraire, des précautions particulières doivent être prévues et indiquées sur les dessins d'exécution ;

- des événements d'injection, en position correcte et en nombre suffisant, sont prévus et indiqués sur les dessins de câblage*****.

10.2,2 POSITION ET ENROBAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Les armatures de précontrainte doivent être disposées dans chaque section de manière à assurer une bonne répartition des efforts, à permettre un bétonnage correct et à éviter un affaiblissement des éléments constitutifs de la structure.

10.2,21 GROUPEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

** Des limitations plus strictes peuvent être nécessaires dans les pièces minces pour respecter les règles de l'article 10.3,2.*

*** En particulier dans le cas d'un paquet de trois conduits disposés verticalement.*

10.2,22 ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

** Ces conditions visent à assurer une bonne mise en place du béton entre des conduits ou paquets satisfaisant au paragraphe précédent. Elles ne sont toutefois pas toujours suffisantes pour permettre le passage des aiguilles vibrantes. Des cheminées de vibration, de largeur supérieure au diamètre des aiguilles utilisées, doivent alors être prévues.*

10.2,21 GROUPEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Le groupement des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions suivantes :

- le nombre de conduits dans chaque paquet est limité* :
 - dans le sens horizontal à :

2 si $\emptyset \leq 5$ cm
1 si $\emptyset > 5$ cm

- dans le sens vertical à :

3 si $\emptyset \leq 5$ cm
2 si $5 \text{ cm} < \emptyset < 10$ cm
1 si $\emptyset \geq 10$ cm

\emptyset désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés ;

- la stabilité des paquets de conduits et leur immobilité pendant le bétonnage doivent être soigneusement assurées** ;
- la résistance de chaque conduit d'un paquet doit lui permettre de supporter, sans déformation susceptible de gêner l'injection, les efforts provenant des armatures disposées dans les autres conduits du paquet pendant les différentes phases de mise en tension ;
- le projet doit être conçu de manière à permettre l'injection simultanée des conduits d'un même paquet.

10.2,22 ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

En section courante, l'espacement (espacement horizontal : e_H , espacement vertical : e_V) des conduits isolés ou des paquets de conduits doit satisfaire aux conditions suivantes* :

** L'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton ne résulte pas du simple fait du rapprochement ou du croisement des conduits, mais de l'étendue de la zone dans laquelle les conditions prescrites en section courante ne sont pas satisfaites (en particulier obliquité excessive des conduits créant des sifflets), de l'orientation des conduits par rapport à la verticale et des autres conduits ou armatures passives existant à proximité.

*** En particulier, dans le cas de la membrure d'une poutre caisson, il est recommandé que l'entraxe de ces armatures satisfasse, hors gousset, aux conditions suivantes :

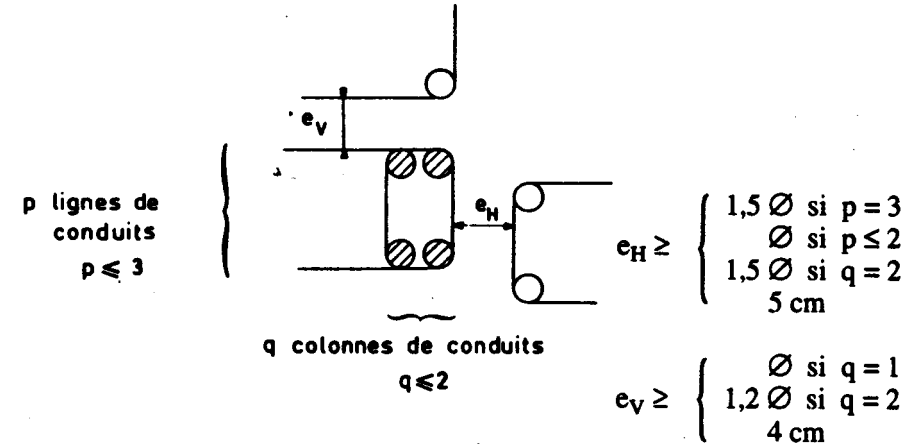
$$d \geq \begin{cases} 4 \varnothing \\ \frac{F_{po}}{0,6 e f_{cj}} \end{cases}$$

e représentant l'épaisseur courante de la membrure et F_{po} la force de précontrainte à l'origine des armatures.

10.2,23 DISTANCE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ AUX PAREMENTS

* Ces conditions visent, comme celle du paragraphe 10.2,22, à assurer une bonne mise en place du béton et, dans le cas des âmes des poutres, à éviter une fissuration le long des conduits.

COMMENTAIRES



\varnothing désignant le diamètre d'encombrement maximal des conduits intéressés.

Dans les zones où les conduits ou paquets se rapprochent ou se croisent, l'étude de relevage des câbles doit être faite de manière à éviter l'existence d'obstacles susceptibles de s'opposer à la mise en place du béton**. Il n'est néanmoins pas tenu compte, pour la justification de la résistance d'une section, du béton situé entre conduits pour lequel les conditions exigées en section courante ne seraient localement pas satisfaites.

Dans le cas d'une pièce mince comportant des armatures de précontrainte disposées suivant son plan moyen, ces armatures doivent être suffisamment écartées pour éviter le risque de fendage de la pièce***.

10.2,23 DISTANCE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ AUX PAREMENTS

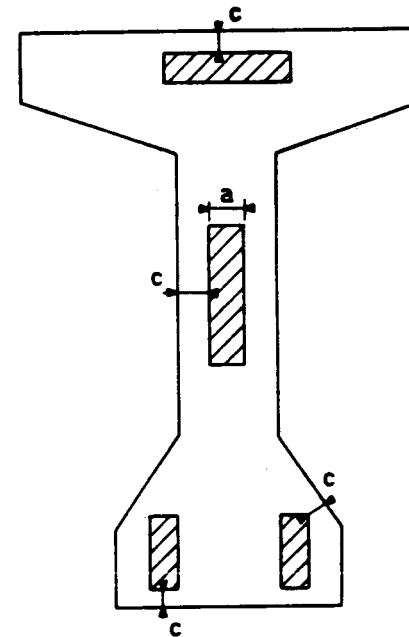
La distance minimale c entre un conduit ou un paquet de conduits et un parement doit satisfaire aux conditions ci-après* :

TEXTE

Elles doivent être adaptées, le cas échéant, pour permettre le passage des aiguilles vibrantes.

Il est d'autre part nécessaire que tout conduit voisin d'un parement puisse être recouvert par une armature passive dont l'enrobage soit suffisant.

** L'attention est attirée sur le fait qu'une protection efficace des ouvrages exposés à une atmosphère agressive ne peut être offerte par le seul respect de l'enrobage prescrit. Il est non moins essentiel que le béton soit suffisamment dosé en ciment et qu'il soit aussi compact que possible, ce qui ne peut s'obtenir que par l'étude sérieuse de sa composition et par le soin apporté à sa mise en place.



$$c \geq \begin{cases} 3/4 a \\ \varnothing, \text{ limité à } 80 \text{ mm} \\ d \end{cases}$$

a désignant la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

Pour les ouvrages courants d est égal à 4 cm.

Dans le cas d'ouvrages exposés à une atmosphère agressive, d est supérieur ou égal à 5 centimètres**. Dans le cas d'ouvrages à l'abri des intempéries, d est égal à 3 centimètres.

10.2,3 COUPLEURS

* Se reporter à l'article 6.1,5.

** La section nette tient compte du vide important correspondant à l'encombrement de l'appareil.

10.2,3 COUPLEURS*

En cas d'emploi de coupleurs, ceux-ci doivent être disposés dans des zones dont la section brute est suffisamment surabondante tant vis-à-vis de la flexion que de l'effort tranchant, pour que la section nette** puisse satisfaire aux conditions de résistance exigées en section courante.

Article 10.3 : Position et enrobage des armatures de précontrainte par prétension

10.3,1 GROUPEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

** Un tel groupement a pour effet de modifier sensiblement la longueur de scellement de ces armatures.*

Lorsque des armatures de précontrainte de post-tension sont utilisées simultanément avec des armatures de précontrainte de prétension, les règles définies à l'article 10.2,21 restent applicables.

10.3,2 ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

** Cette règle conduit généralement à l'absence de difficultés de bétonnage pour autant que les distances aux armatures passives respectent les conditions indiquées au chapitre A.7 du BAEL, les armatures de précontrainte étant assimilées à des armatures passives.*

10.3,3 DISTANCE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE AUX PAREMENTS

** Cette condition vise à assurer un scellement convenable des armatures. Elle n'a donc pas à être prise en compte pour la définition de la zone d'enrobage selon l'article 5.3.*

*** L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon de cette armature.*

**** Pour les bâtiments, il y a lieu de considérer aussi les actions agressives susceptibles de se développer à l'intérieur.*

Article 10.3 : Position et enrobage des armatures de précontrainte par prétension

10.3,1 GROUPEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Les armatures de précontrainte par prétension ne doivent pas être groupées en paquets*.

10.3,2 ESPACEMENT DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

L'entraxe minimal à prévoir entre les armatures (fils ou torons) ne doit pas être inférieur à trois fois leur diamètre*.

10.3,3 DISTANCE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE AUX PAREMENTS

La distance de l'axe de ces armatures au parement le plus proche ne doit pas être inférieure à 2,5 fois leur diamètre*.

En outre, l'enrobage** doit être au moins égal à :

- 1 centimètre pour les parois coffrées qui sont situées dans les locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations ;
- 3 centimètres pour les parois coffrées exposées aux intempéries ou susceptibles de l'être, exposées aux condensations ou, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide ;
- 3 et 4 centimètres, respectivement, pour les parois non coffrées, dans les cas définis dans les deux alinéas qui précèdent ;
- 5 centimètres, sauf dispositions particulières du marché pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive***.

Article 10.4 : Façonnage et enrobage des armatures passives

10.4,1 FAÇONNAGE DES ARMATURES PASSIVES

** Il est rappelé que les cadres de talon doivent être dimensionnés conformément à l'article 7.3,23.*

10.4,2 ENROBAGE DES ARMATURES PASSIVES

** L'enrobage d'une barre est défini en commentaire* de l'article A.7.1 du BAEL.*

*** La valeur de 3 centimètres peut être ramenée à 2 centimètres lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40 MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croît avec sa résistance.*

**** Cet enrobage de 5 centimètres peut être réduit à 3 centimètres, si soit les armatures soit le béton sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.*

COMMENTAIRES

Article 10.4 : Façonnage et enrobage des armatures passives

10.4,1 FAÇONNAGE DES ARMATURES PASSIVES

Dans chaque cours, les armatures transversales doivent former une ceinture continue sur le contour de la pièce, en embrassant les armatures longitudinales.

Les armatures d'âme doivent être ancrées totalement le plus près possible des faces extérieures de la pièce.

Lorsque des transmissions d'efforts doivent être assurées entre deux éléments distincts constitutifs de l'armature transversale, il est nécessaire de prévoir les recouvrements, croisements ou, d'une manière générale, liaisons mécaniques capables d'assurer de telles transmissions en toute sécurité*.

Les dessins de façonnage des armatures transversales doivent enfin être étudiés en fonction des conditions de mise en œuvre, notamment pour ce qui concerne la mise en place des armatures de précontrainte.

10.4,2 ENROBAGE DES ARMATURES PASSIVES

L'enrobage* de toute armature doit être au moins égal à ;

- 1 centimètre pour les parois qui sont situées dans des locaux couverts et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations ;
- 3 centimètres pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide** ;
- 5 centimètres pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à une atmosphère agressive***.

Les enrobages minimaux résultant des prescriptions de l'article A.7.2 du BAEL doivent être également respectés.

TEXTE

Article 10.5 : Poussées au vide

Article 10.5 : Poussées au vide

Certains éléments d'une pièce peuvent être soumis à des poussées au vide provenant de la déviation angulaire ou de la courbure :

- de membrures ;
- d'armatures de précontrainte ;
- d'armatures passives.

10.5,1

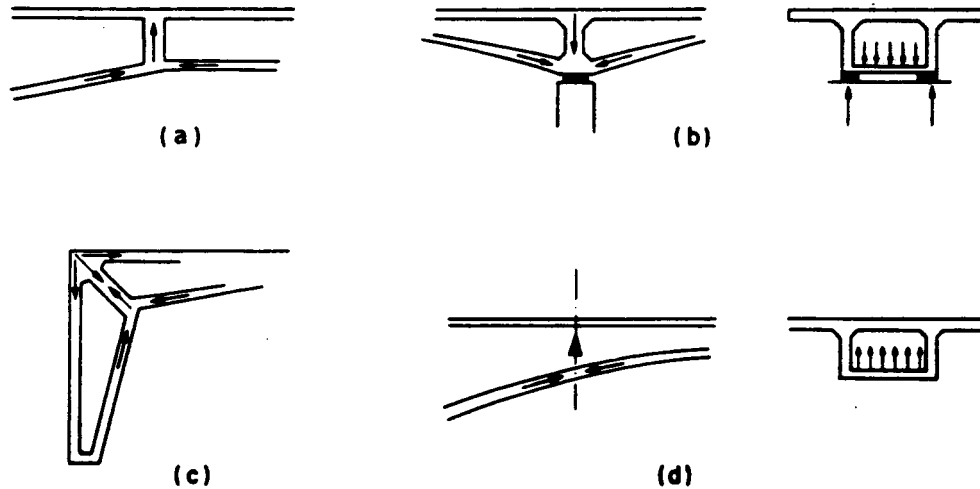
** Un premier exemple est donné par la déviation de la membrure d'une poutre comportant un gousset rectiligne (a).*

Un deuxième exemple est donné par la flexion verticale de la membrure inférieure d'une poutre tubulaire au droit d'appuis disposés dans le plan des âmes (b).

Un troisième exemple est donné par l'angle supérieur d'un portique (c).

La courbure de la membrure inférieure d'une poutre de hauteur variable fournit un quatrième exemple (d).

10.5,1 Les poussées au vide de membrures* doivent être généralement équilibrées par des entretoises ou des montants d'appui disposés au droit des déviations ou par des armatures passives transversales disposées dans la zone courbe.



COMMENTAIRES

TEXTE

Les trois premiers exemples nécessitent le plus souvent la présence d'entretoises comprimées en (a) et (c) et tendues en (b). Pour le quatrième exemple, des armatures passives de renfort peuvent être nécessaires pour assurer la résistance à la flexion de la membrure inférieure.

Il importe toutefois d'avoir présent à l'esprit que dans les constructions en béton précontraint les efforts peuvent changer de sens sous charge minimale et sous charge maximale et qu'en conséquence les membrures comprimées des exemples précédents peuvent parfois être tendues sous certains cas de charge et vice-versa.

10.5,2

** La poussée au vide est calculée en supposant les armatures de précontrainte tendues à leur valeur caractéristique P_1 (définie à l'article 4.1,31), à tout âge et compte tenu des pertes correspondantes.*

*** Les armatures passives sont disposées de manière à enserrer, autant que possible, la masse de béton, que les armatures de précontrainte seraient susceptibles d'entraîner si l'éclatement se produisait.*

**** Quand les armatures de précontrainte sont disposées dans le plan médian d'une membrure comprimée courbe, il y a lieu de tenir compte de la courbure de la membrure dont la poussée au vide vient en déduction de celle des armatures de précontrainte.*

Dans les zones de forte courbure des armatures de précontrainte, la résistance du béton peut être améliorée par frettage.

***** Des déviations et des courbures parasites peuvent se produire en particulier au droit des joints de construction.*

Elles sont particulièrement dangereuses dans le cas de pièces comportant des armatures disposées dans leur plan médian.

10.5,2 Les poussées au vide dues à des armatures de précontrainte* doivent être équilibrées par des armatures passives** et éventuellement par la compression du béton***.

Il y a lieu d'éviter, par la conception du câblage et par les précautions prises pour sa réalisation, les déviations et courbures parasites à proximité des parements risquant de provoquer l'éclatement du béton****.

10.5,3 Les courbures des armatures passives conduisant à des poussées au vide doivent être évitées dans la mesure du possible en recourant au croisement d'armatures droites.

Lorsque de telles poussées au vide ne peuvent être évitées, les armatures doivent être attachées par des ligatures normales à elles et les embrassant, et ancrées d'autre part dans la masse du béton.

Article 10.6 : Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre

** Cette prescription s'applique en particulier aux croisées de poutres pour lesquelles l'ensemble des suspentes doit équilibrer la réaction mutuelle d'appui.*

Les suspentes peuvent dans ce cas être constituées par des armatures d'âme supplémentaires de la poutre la plus haute (en général la poutre porteuse) disposées dans le volume commun aux deux poutres ou dans son voisinage immédiat.

De façon générale, les suspentes peuvent être constituées, soit par des armatures spéciales ancrées de telle sorte que la transmission des efforts aux zones qui peuvent les équilibrer soit effectivement assurée, soit par des armatures transversales d'âme supplémentaires satisfaisant aux mêmes conditions d'ancrage.

Article 10.7 : Pressions localisées, frettages, articulations

Article 10.6 : Application d'efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre *

La zone d'application à une poutre d'un effort donné doit être conçue de telle sorte que la transmission de cet effort aux parties de la poutre capable de l'équilibrer soit assurée. Si cette transmission entraîne la mise en tension transversale de l'âme de la poutre, il est nécessaire de l'assurer au moyen d'armatures supplémentaires, appelées « suspentes ».

Article 10.7 : Pressions localisées, frettages, articulations

Pour les zones où interviennent des efforts de précontrainte (zone d'ancrage par exemple), les dispositions du chapitre 8 de la présente instruction sont applicables.

Pour les autres zones, on se réfère aux dispositions de l'article A.8.4 du BAEL où les justifications sont menées aux états limites ultimes.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXES AU TEXTE

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 1

DÉFORMATIONS DU BÉTON

1. Domaine d'application

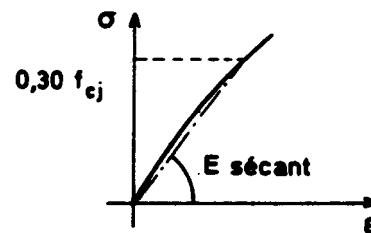
La présente annexe concerne l'estimation des déformations instantanée et différée par retrait et par fluage du béton de ciment Portland. Elle reflète l'état actuel des connaissances. Elle est modifiée ou complétée :

- par l'annexe 5 pour les bétons légers,
- par l'annexe 6 dans le cas d'un béton traité thermiquement.

2. Déformation instantanée

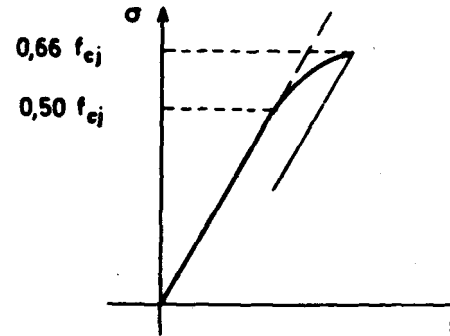
2.1 COMPORTEMENT SOUS CONTRAINTES DE SERVICE

Dans le cas des calculs aux états limites de service, il est généralement suffisant d'adopter un modèle linéaire et élastique. On définit alors un module d'élasticité dit sécant, qui correspond à une contrainte égale à $0,30 f_{cj}$



Lorsque le modèle linéaire ne paraît pas suffisant compte tenu de la précision recherchée, notamment pour le calcul des pertes de précontrainte des pièces minces fortement comprimées, et pour le contrôle de leur déformation à la fabrication, on peut adopter un modèle :

- linéaire jusqu'à $0,50 f_{cj}$,
- somme d'une déformation linéaire et d'une déformation non recouvrable entre $0,50$ et $0,66 f_{cj}$:



La déformation instantanée peut donc être considérée comme satisfaisant la relation :

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_b}{E_{ij}} (1 + k_i)$$

dans laquelle :

- E_{ij} est le module de déformation instantanée,
- k_i caractérise la déformation non recouvrable et vaut :

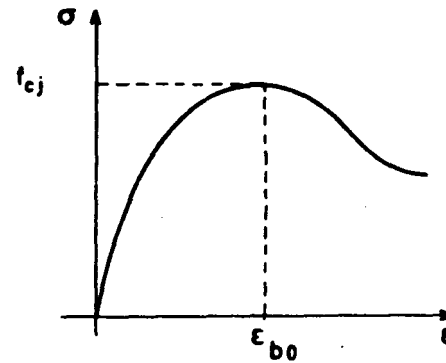
$$k_i = 0 \text{ si } \sigma_b \leq 0,50 f_{cj}$$

$$k_i = 4 \left(\frac{\sigma_b}{f_{cj}} - 0,5 \right)^2 \text{ si } 0,5 f_{cj} < \sigma_b \leq 0,66 f_{cj}$$

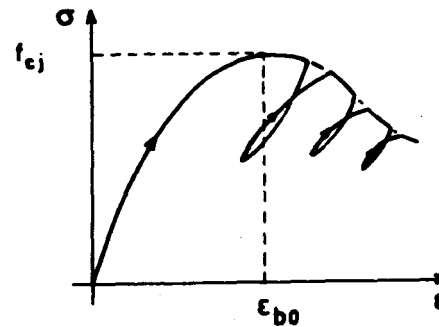
2.2 COMPORTEMENT DU BÉTON JUSQU'À RUPTURE

2.2,1 GÉNÉRALITÉS

Lorsqu'on impose au béton une déformation croissante, la contrainte qu'il supporte passe par un maximum correspondant à la résistance à la compression du béton, f_{cj} , puis décroît jusqu'à une rupture qui est assez mal définie. La déformation correspondant au maximum de la contrainte est notée ε_{bo} .

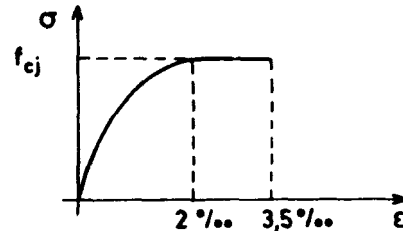


Lorsqu'on applique au béton des cycles de chargement-déchargement au-delà du pic de contrainte, on retrouve la branche descendante de la loi de déformation comme enveloppe des cycles.



2.2,2 MODÈLES DE CALCUL

Dans les calculs aux états limites ultimes de résistance l'évaluation précise des déformations n'est pas nécessaire. On peut alors adopter un diagramme plus simple, dit parabole rectangle, constitué d'une branche parabolique ayant son sommet pour une déformation de 2.10^{-3} , et suivi d'une branche horizontale jusqu'à une déformation de $3,5.10^{-3}$.

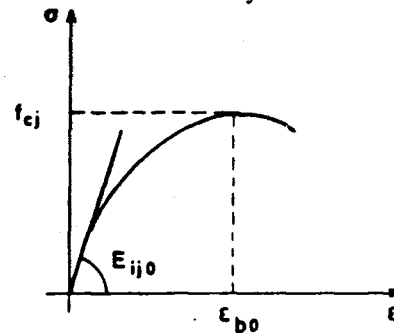


Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, et notamment dans les calculs de stabilité de forme, le modèle parabole rectangle n'est généralement pas suffisant.

De nombreux modèles ont été établis pour rendre compte du comportement réel du béton lorsqu'il est soumis à des déformations qui approchent ou dépassent la déformation au pic de contrainte.

Pour représenter la branche ascendante de la courbe, la loi adoptée doit tenir compte des caractéristiques suivantes :

- la résistance à la compression du béton, f_{cj} ,
- la valeur du module tangent à l'origine, qui peut être évaluée au moyen de la formule : $E_{ij0} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)
- et la valeur de la déformation au pic de contrainte, qui peut être évaluée au moyen de la formule : $\epsilon_{bo} = 0,62 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}$ (MPa)



On admet généralement la formule due à Sargin :

$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) + (k' - 1) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) + k' \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2}$$

où :

ε_{bo} est la déformation au pic de contrainte,

k un coefficient donné par :

$$k = \frac{E_{ij} \varepsilon_{bo}}{f_{cj}}$$

k' un coefficient permettant d'ajuster l'allure du début de la branche descendante au diagramme réel.

Le coefficient k' peut être pris égal à (k - 1) dans le cas des bétons de faible résistance, qui sont assez ductiles. Il se rapproche de zéro pour les bétons de forte résistance, qui sont plus fragiles. On pourra adopter :

$$k' = k - 1 \text{ pour } f_{cj} \leq 30 \text{ MPa}$$

$$k' = 0 \text{ pour } f_{cj} \geq 55 \text{ MPa}$$

$$k' = (k - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right) \text{ pour } 30 \text{ MPa} < f_{cj} < 55 \text{ MPa.}$$

3. Retrait

3.1 GÉNÉRALITÉS

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé, au cours de son durcissement. Le paragraphe suivant permet de l'évaluer, dans le cas de conditions thermohygrométriques constantes, et, par extension, pour les ouvrages.

3.2 ÉVALUATION DU RETRAIT

La déformation relative de retrait qui se développe dans un intervalle de temps (t_0 , t) peut être évaluée au moyen de la formule :

$$\varepsilon_r(t_0, t) = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)]$$

où ε_r est la déformation finale de retrait, et r(t) la loi d'évolution du retrait, qui varie de 0 à 1 lorsque le temps, t, compté à partir de la fabrication du béton, varie de zéro à l'infini.

On peut évaluer la loi d'évolution du retrait au moyen de l'expression donnée à l'article 2.1,51.

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

où t est exprimé en jours, et le rayon de la pièce, r_m en centimètres.

Dans le cas des bétons de structures précontraintes, réalisés avec du ciment Portland, la déformation finale de retrait peut être évaluée par la formule :

$$\varepsilon_r = k_s \varepsilon_0.$$

les coefficients k_s et ε_0 étant définis ci-dessous.

3.2.1 Le coefficient k_s dépend du pourcentage des armatures adhérentes $\rho_s = A_s/B$, rapport de la section des armatures passives longitudinales (et, dans le cas de la prétension, des armatures de précontrainte adhérentes), à la section transversale de la pièce. Il s'exprime par la formule :

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \rho_s}$$

3.2.2 Le coefficient ε_0 dépend des conditions ambiantes et des dimensions de la pièce.

On prendra dans l'eau :

$$\varepsilon_0 = - 60.10^{-6}$$

et dans l'air :

$$\varepsilon_0 = (100 - \rho_h) \left(6 + \frac{80}{10 + 3r_m} \right) \cdot 10^{-6}$$

où ρ_h est l'hygrométrie ambiante moyenne, exprimée en pourcentage d'humidité relative, et où r_m est le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

En l'absence de données plus précises, on peut prendre pour des ouvrages à l'air libre :

$\rho_h = 55$ dans le quart sud-est de la France

$\rho_h = 70$ dans le reste de la France.

4. Fluage

4.1 GÉNÉRALITÉS

Le terme général de fluage désigne les déformations différées du béton sous l'effet des contraintes qui lui sont appliquées, le retrait étant par convention déduit des déformations différées totales.

Les paragraphes suivants permettent d'évaluer les déformations de fluage dans le cas de conditions thermohygrométriques constantes, et, par extension, pour les ouvrages.

Il est nécessaire de distinguer plusieurs cas :

- Le cas de l'application d'une contrainte σ_1 , appliquée au temps t_1 , et maintenue constante ensuite. C'est à ce cas particulier que correspond le terme de fluage pris au sens restrictif, tel que le définissent les normes d'essai.
- Le cas d'une succession d'accroissements de contraintes, toutes de compression, s'en déduit facilement en admettant la superposabilité des déformations de fluage.
- Par contre, le cas d'une diminution de contrainte doit être traité de façon spécifique.

Pour traiter les problèmes pratiques des projets, on peut adopter, dans les cas courants, la loi de fluage correspondant à l'application d'une contrainte constante, en admettant le principe de superposition pour déterminer les effets des chargements successifs ou des variations de contrainte, même négatives. C'est ce qu'on doit faire, par exemple, pour déterminer les déformations, ou l'effet des pertes de précontrainte, lorsque ces variations de contrainte restent modérées.

Par contre, lorsque la contrainte subit une diminution très importante en valeurs absolue et relative, et s'il est nécessaire de faire les calculs avec une plus grande précision, il faut utiliser le modèle de calcul du paragraphe 4.4.

4.2 FLUAGE SOUS CONTRAINTE CONSTANTE

Si l'on applique sur un béton non chargé, à l'âge t_1 , une contrainte σ_1 que l'on maintient ensuite constante, on peut admettre que la déformation de fluage, à un instant donné, est proportionnelle à la déformation instantanée produite par la contrainte σ_1 , tant que cette contrainte reste inférieure à environ $0,7 f_{cj}$.

La déformation de fluage qui apparaît dans l'intervalle de temps (t_1, t) peut donc être évaluée au moyen de la formule :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

où :

- ε_{ic1} est la déformation conventionnelle instantanée produite par la contrainte σ_1 ,
- $K_{fl}(t_1)$ est le coefficient de fluage correspondant à l'âge du chargement t_1 ,
- et $f(t - t_1)$ est la loi d'évolution du fluage, qui varie de 0 à 1 lorsque la durée du chargement $(t - t_1)$, varie de 0 à l'infini.

4.2,1 DÉFORMATION CONVENTIONNELLE INSTANTANÉE

La déformation conventionnelle instantanée du béton, initialement non chargé, sous l'effet d'une contrainte σ , est la déformation instantanée qu'il subirait sous l'effet de cette contrainte s'il était âgé de 28 jours au moment du chargement.

Dans les cas où l'on a adopté le modèle linéaire pour la déformation instantanée, on a :

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

et, si l'on a adopté le modèle non linéaire défini au paragraphe 2.1,2, on a de même :

$$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma}{E_{i28}} (1 + k_i).$$

4.2,2 COEFFICIENT DE FLUAGE

Le coefficient de fluage, à l'âge t_1 de mise en charge, peut être évalué au moyen de l'expression :

$$K_{fl} = k_s [k_e + k_c k(t_1)],$$

les coefficients k_s , k_e , k_c et $k(t_1)$ étant définis ci-dessous :

- Le coefficient k_s dépend du pourcentage des armatures adhérentes longitudinales. Sa valeur est identique à celle donnée pour le retrait, au paragraphe 3.2,1.
- Le coefficient k_e , qui représente la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé lorsqu'il est chargé très vieux, est pris égal à 0,40.
- Le coefficient k_c dépend des conditions ambiantes et du rayon moyen de la pièce. Il est évalué au moyen de la formule suivante :

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2}{3} \frac{100 - \rho_h}{20 + r_m}$$

dans laquelle :

- ρ_h est l'hygrométrie ambiante exprimée en pourcentage d'humidité relative; dans l'eau on prend $\rho_h = 100$;
- r_m est le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres ;
- le coefficient $k(t_1)$ dépend du durcissement du béton à l'âge de mise en charge. Il est donné par :

$$k(t_1) = \frac{100}{100 + t_1}$$

où t_1 est l'âge du béton, exprimé en jours, compté à partir du jour de fabrication.

4.2,3 LOI D'ÉVOLUTION DU FLUAGE

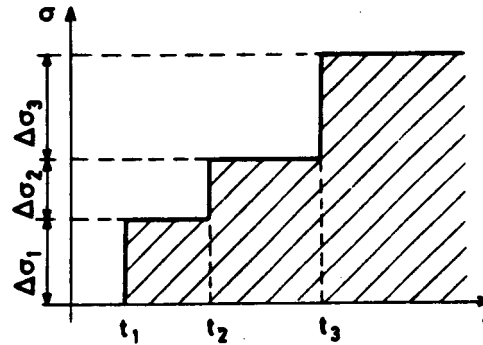
La loi d'évolution du fluage est donnée par l'expression :

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

où r_m est le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres, et $t - t_1$ la durée d'application du chargement, exprimée en jours.

4.3 SUCCESSION D'ACCROISSEMENTS DE CONTRAINTES

Dans le cas d'une succession d'accroissements de contraintes, on peut admettre de superposer l'effet de chaque variation de contrainte.



La déformation de fluage au temps t est donc donnée par :

$$\epsilon_{fl}(t) = \sum_{j=1}^n \Delta \epsilon_{icj} K_{fl}(t_j) f(t - t_j) \text{ et } t_j < t$$

où $\Delta \epsilon_{icj}$ est la variation de la déformation conventionnelle instantanée correspondant à la variation de contrainte $\Delta \sigma_j$, appliquée au temps t_j .

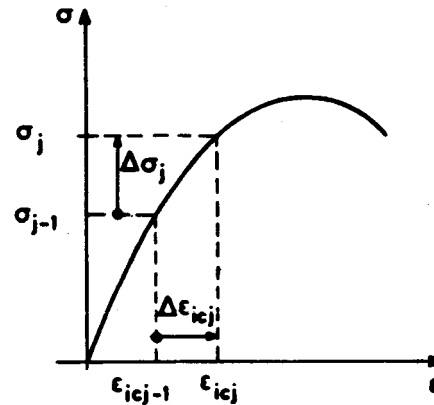
Si l'on a adopté un modèle linéaire, on a :

$$\Delta \epsilon_{icj} = \frac{\Delta \sigma_j}{E_{i28}}$$

Dans le cas d'un modèle non linéaire, la variation de déformation conventionnelle instantanée $\Delta \epsilon_{icj}$ est la variation de la déformation correspondant à la variation de contrainte $\Delta \sigma_j$, appliquée à partir de l'état de contrainte antérieur :

$$\sigma_{j-1} = \sum_{k=1}^{j-1} \Delta \sigma_k$$

en adoptant conventionnellement la loi de déformation du béton âgé de 28 jours.



Cette règle de superposition n'est rigoureusement applicable que pour des accroissements positifs de contrainte, et lorsque la contrainte totale :

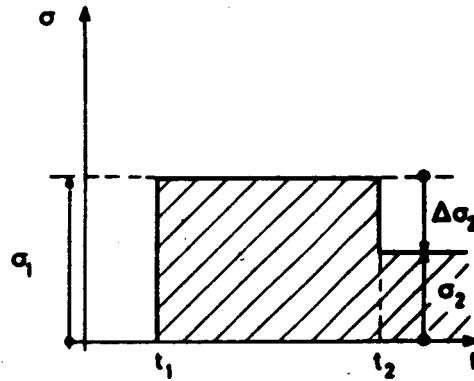
$$\sigma_j = \sum_{k=1}^j \Delta \sigma_k$$

est inférieure à $0,7 f_{cj}$.

4.4 DIMINUTION DE CONTRAINTE. RETOUR DE FLUAGE

On considère le cas où l'on applique d'abord une contrainte σ_1 , à l'âge t_1 , puis une décharge partielle, $\Delta \sigma_2$, à l'âge t_2 . Les variations de contrainte étant comptées positivement dans le sens d'un accroissement de contrainte, $\Delta \sigma_2$ est négatif. La contrainte résiduelle est donnée par :

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta \sigma_2.$$



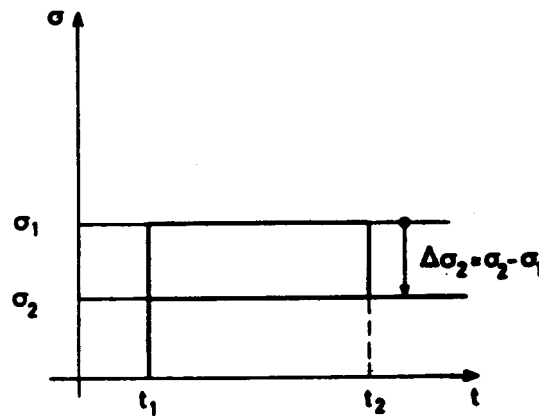
La déformation de fluage au temps t , compris entre t_1 et t_2 est donnée par la formule du paragraphe 4.2 :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1) f(t - t_1)$$

où ε_{ic1} est la déformation conventionnelle instantanée due à la contrainte σ_1 .

On peut considérer que la déformation de fluage au bout d'un temps t supérieur à t_2 est la somme :

- de la déformation de fluage due à la contrainte résiduelle σ_2 ,
- et de la déformation de fluage due à l'effet d'une contrainte $(\sigma_1 - \sigma_2)$ appliquée pendant l'intervalle de temps (t_1, t_2) , et maintenue constante dans cet intervalle de temps.



Elle est donc la somme de trois termes :

- la déformation de fluage au temps t due à la contrainte résiduelle σ_2 , évaluée au moyen de la formule du paragraphe 4.2 :

$$\varepsilon_{f1}(t) = \varepsilon_{ic2} K_{f1}(t_1) f(t - t_1)$$

où ε_{ic2} est la déformation conventionnelle instantanée due à la contrainte σ_2 ,

- la déformation de fluage au temps t_2 due à l'application de la contrainte $(\sigma_1 - \sigma_2)$ pendant l'intervalle de temps (t_1, t_2) , calculable à l'aide des formules du paragraphe 4.3 :

$$\varepsilon_{f2} = \Delta \varepsilon_{ic2} K_{f1}(t_1) f(t_2 - t_1)$$

avec :

$$\Delta \varepsilon_{ic2} = \varepsilon_{ic1} - \varepsilon_{ic2}$$

- et de la déformation dite de retour de fluage, due à l'application de la contrainte $(\Delta \sigma_2 < 0)$ à l'instant t_2 qui se produit dans l'intervalle de temps (t_2, t) , et qui est négative.

Cette déformation de retour de fluage peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$\varepsilon_{r1}(t) = - \Delta \varepsilon_{ic2} K_{f1}(t_2) \frac{f(t_2 - t_1)}{k_r(t_2 - t_1)} g(t - t_2)$$

où le coefficient K_{f1} et la loi de fluage $f(t)$ gardent la même signification que précédemment, et où :

$k_r(t_2 - t_1)$ est une fonction de la durée $t_2 - t_1$ d'application de la contrainte σ_1 ,

et $g(t - t_2)$ la loi d'évolution du retour du fluage, qui varie de 0 à 1 lorsque la durée du déchargement $(t - t_2)$ varie de 0 à l'infini.

La déformation totale de fluage peut donc s'écrire :

$$\varepsilon_{f1}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{f1}(t_1) f(t_2 - t_1) + \varepsilon_{ic2} K_{f1}(t_1) [f(t - t_1) - f(t_2 - t_1)] - \Delta \varepsilon_{ic2} K_{f1}(t_2) \frac{f(t_2 - t_1)}{k_r(t_2 - t_1)} g(t - t_2)$$

4.4.1 FACTEUR DE LA DURÉE DE CHARGEMENT $K_r(t_2 - t_1)$

La fonction de la durée du chargement $k_r(t)$ peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$k_r(t_2 - t_1) = 4 \sqrt{\log(t_2 - t_1)} \text{ si } t_2 - t_1 \geq 2 \text{ jours}$$

$$k_r(t_2 - t_1) = 1 + 0,6(t_2 - t_1) \text{ si } t_2 - t_1 < 2 \text{ jours}$$

où la durée d'application du chargement est comptée en jours.

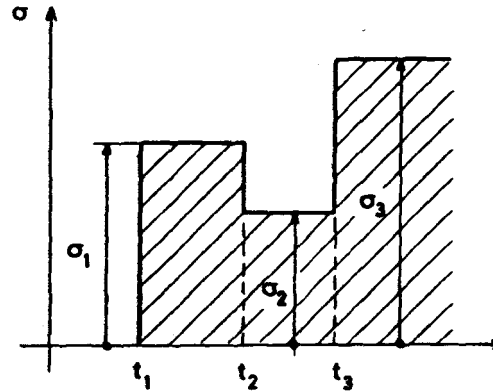
4.4,2 LOI D'ÉVOLUTION DU RETOUR DE FLUAGE

La loi d'évolution du retour du fluage $g(t - t_2)$ peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$g(t - t_2) = 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + (t - t_2)}}$$

4.5 RECHARGEMENT

Dans le cas où un rechargement succède à un déchargement, on peut admettre de superposer à l'effet du déchargement celui du rechargement, par une variation de contrainte $\Delta \sigma_3$ appliquée à l'âge t_3 , calculé au moyen des formules du paragraphe 4.3.



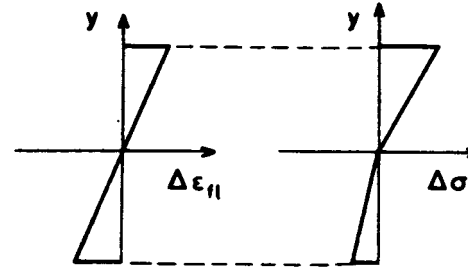
De façon générale, on peut admettre le principe de superposition, à condition d'adopter la loi de fluage des paragraphes 4.2 et 4.3 pour les variations de contrainte positives (augmentation de la contrainte), et la loi de retour de fluage pour les décharges.

4.6 ÉVALUATION DES EFFETS STRUCTURAUX

Le calcul des effets structuraux du fluage est plus complexe.

La redistribution des efforts par fluage est un phénomène important dans le cas des ouvrages construits par phases successives, lorsque les efforts apparaissant au cours des différentes étapes de la construction ne sont pas compatibles avec les liaisons définitives de la structure.

Dans le cas le plus fréquent des poutres continues, les phases successives font apparaître des variations de moment dans les zones déjà construites. Il faudrait donc, en toute rigueur, adopter la loi de fluage définie au paragraphe 4.2 pour évaluer le fluage dans la zone surcomprimée de la section, et la loi de retour de fluage, définie au paragraphe 4.4 pour évaluer le fluage dans la zone décomprimée de la section. De ce fait, les contraintes ne pourraient plus rester planes dans la section.



Toutefois, lorsque les variations de contraintes sont essentiellement des accroissements (mises en tension successives), et que les diminutions de contraintes restent modérées (pertes de précontrainte, redistribution des efforts par fluage), il est loisible de faire les calculs avec la loi de fluage définie au paragraphe 4.2 et de conserver le principe de superposition, tel qu'il est explicité au paragraphe 4.3.

En dehors de ces cas, le calcul des effets structuraux du fluage peut faire appel à une loi empirique rendant compte du comportement global de structures *in situ* ou en laboratoire.

4.7 MÉTHODE DU TEMPS ÉQUIVALENT

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte, les méthodes de calculs définies aux paragraphes 4.2 à 4.5 conduisent à des expressions permettant d'évaluer le fluage au temps t qui dépendent de tous les paramètres des chargements antérieurs.

Pour simplifier les calculs, il est loisible de recourir à la méthode dite du temps équivalent qui bénéficie d'un certain nombre de vérifications expérimentales. Cette méthode permet de se ramener pour l'évaluation du fluage, entre deux chargements successifs, au cas d'un chargement unique. Mais il faut noter que, comme les autres méthodes, la méthode du temps équivalent ne permet pas de traiter de façon exacte les problèmes structuraux. En effet, le temps équivalent correspondant à un intervalle de temps t_i, t_{i+1} n'est pas le même dans les zones de la section où les contraintes sont croissantes et dans les zones où les contraintes sont décroissantes.

Une contrainte σ_1 étant appliquée au temps t_1 et les variations de contraintes $\Delta \sigma_j$ étant appliquées au temps t_j , la contrainte totale, au temps t_i est donnée par :

$$\sigma_i = \sigma_1 + \sum_{j=2}^i \Delta \sigma_j$$

En conservant les notations déjà définies, ε_{ic1} est la déformation conventionnelle correspondant à la contrainte σ_1 , et ε_{icj} la variation de déformation conventionnelle correspondant à la variation de contrainte $\Delta \sigma_j$. On note ε_{ici} la déformation conventionnelle correspondant à la contrainte σ_i qui peut être donnée par :

$$\varepsilon_{ici} = \varepsilon_{ic1} + \sum_{j=2}^i \Delta \varepsilon_{icj}$$

Dans l'intervalle de temps $[t_i, t_{i+1}]$, on admet alors d'évaluer le fluage apparaissant entre le temps t_i et le temps t au moyen de l'expression :

$$\Delta \varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ici} K_{fl}(t_i - t_i^*) [f(t_i^* + t - t_i) - f(t_i^*)] \quad (1)$$

où t_i^* est un temps de chargement fictif, solution de l'équation :

$$\varepsilon_{fl}(t_i) = \varepsilon_{ici} K_{fl}(t_i - t_i^*) f(t_i^*) \quad (2)$$

dans laquelle $\varepsilon_{fl}(t_i)$ est la déformation totale de fluage au temps t_i .

Il peut arriver que t_i^* soit supérieur à t_i . Dans ce cas, pour évaluer $\varepsilon_{fl}(t)$, on remplace, dans l'expression (1) précédemment donnée $K_{fl}(t_i - t_i^*)$ par :

$$K_{fl}(0) = k_s(k_e + k_c).$$

Il peut arriver, enfin, que l'équation (2) n'ait pas de racine réelle. Cela se produit lorsque :

$$\varepsilon_{fl}(t_i) \geq \varepsilon_{ici} K_{fl}(0) = \varepsilon_{ici} k_s(k_e + k_c).$$

On admet alors qu'il n'y a pas de variation de la déformation de fluage dans l'intervalle du temps $[t_i, t_{i+1}]$.

Page laissée intentionnellement blanche

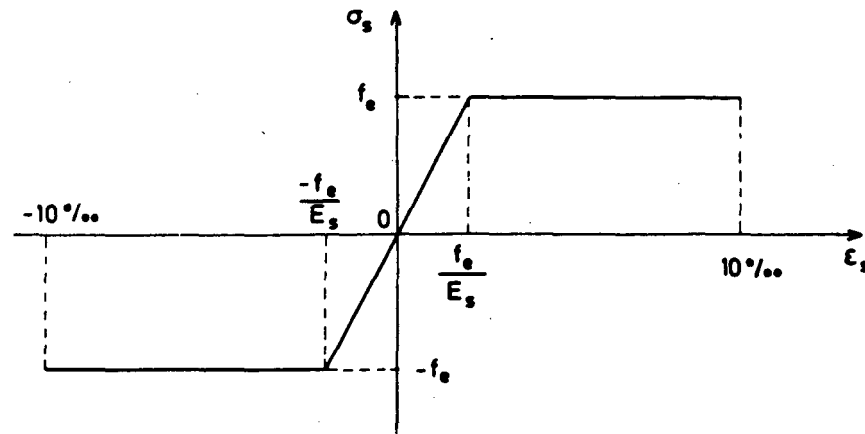
ANNEXE 2

COMPORTEMENT DES ACIERS

La présente annexe constitue un complément aux articles 2.2,5, 2.3,2 et 6.3,3. Les diagrammes qui suivent sont tous tracés en portant en abscisse les déformations unitaires ϵ , et en ordonnée les contraintes σ (les tractions étant considérées comme positives) ; le module d'élasticité E est pris égal à 200 000 MPa pour les armatures passives et aux valeurs de l'article 2.2,5 pour les armatures de précontrainte.

1. Diagrammes déformations-contraintes des armatures passives

Le caractère mécanique de base de ces armatures est la limite d'élasticité garantie désignée par le symbole f_e .



2. Diagrammes déformations-contraintes des armatures de précontrainte

Les diagrammes à utiliser conventionnellement pour les calculs sont donnés respectivement :

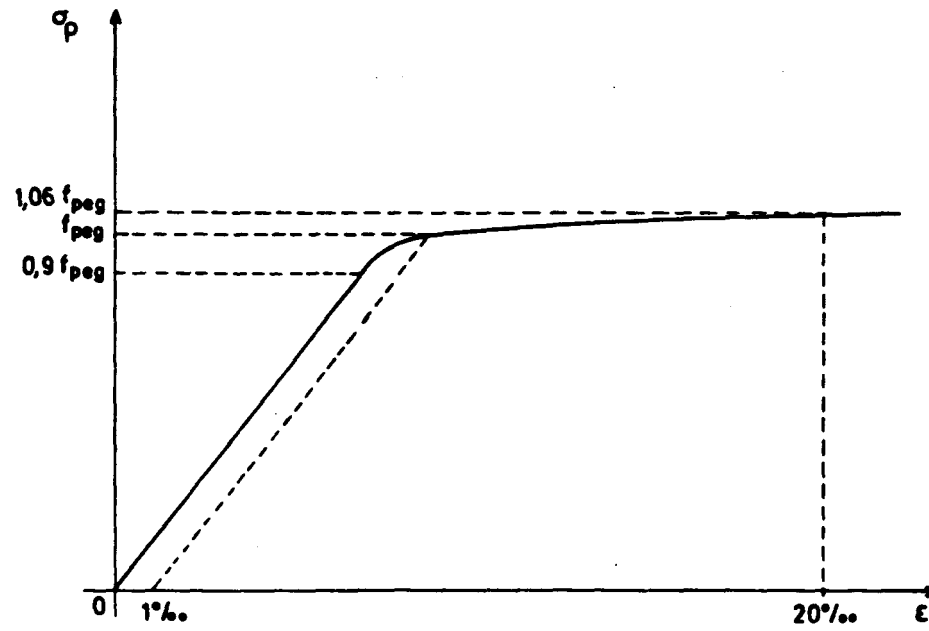
- en 2.1 pour les fils tréfilés à froid et les torons (sections II et V du titre II du fascicule 4 du CCTG),
- en 2.2 pour les fils trempés et revenus et les barres (sections III et IV du titre II du fascicule 4 du CCTG).

Dans tous les cas, le caractère de base est la limite conventionnelle d'élasticité à 0,1 % rapportée à l'unité de section nominale (notée f_{peg}).

2.1 FILS TRÉFILÉS ET TORONS

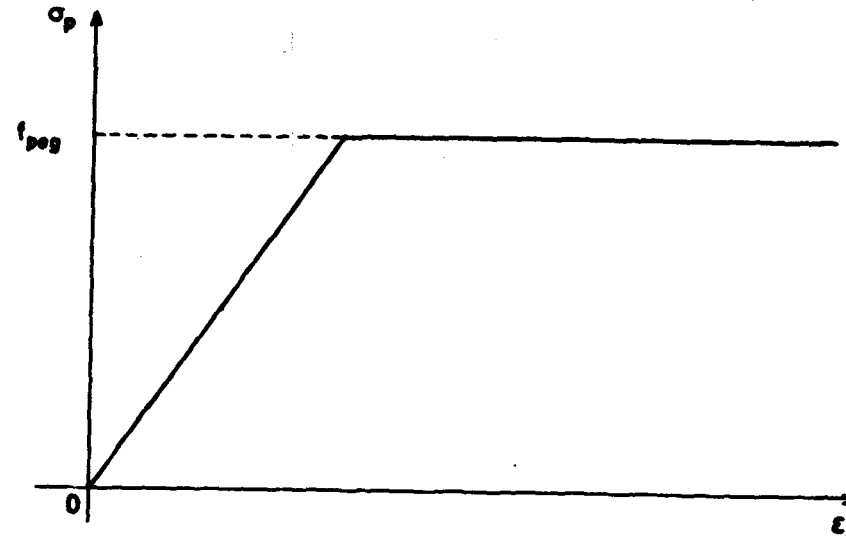
Le diagramme est du type ci-dessous avec une partie linéaire (de pente E_p) pour $\sigma_p \leq 0,9 f_{peg}$ et une partie courbe, pour les valeurs supérieures, ayant pour équation :

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5$$



2.2 FILS TREMPÉS ET REVENUS ET BARRES

On utilise conventionnellement le diagramme ci-dessous :



2.3

Lorsque la nature de l'acier est ignorée, il est loisible de se référer au diagramme affecté aux fils trempés et revenus.

Ce même diagramme est utilisable pour les fils tréfilés et torons si une grande précision n'est pas recherchée.

3. Relaxation pure. Evolution dans le temps

L'article 3.3,23 présente une formule donnant la relaxation finale $\Delta \sigma_p(x)$.

Si on a besoin de connaître la perte par relaxation au temps t ou si on souhaite plus de précision pour l'estimation de la relaxation finale, on utilise la formule suivante :

$$\Delta \sigma_p(x, t) = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^{\frac{3}{4}(1-\mu)} e^{-\frac{10\mu-7,5}{k_2} t} \cdot \sigma_{pm1}(x)$$

dans laquelle :

- t est exprimée en heures,
- ρ_{1000} est la valeur garantie de la relaxation isotherme à 1 000 heures en pourcentage de la tension initiale,
- $\mu = \frac{\sigma_{pmt}(x)}{f_{prg}}$ où $\sigma_{pmt}(x)$ est égale à $\sigma_{pi}(x)$, tension initiale de l'armature, dans le cas de la post-tension, et à la tension à l'origine diminuée des pertes à la mise en tension (article 3.4,11 du Règlement) dans le cas de la prétension

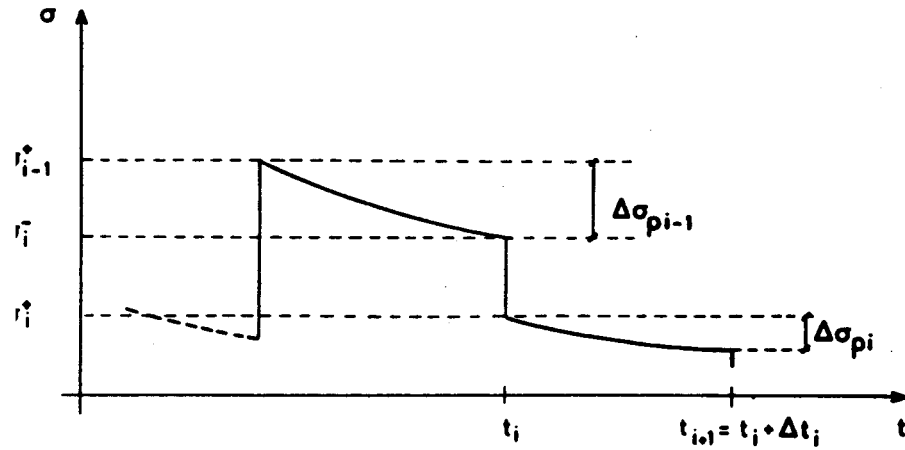
$$k_1 = \begin{cases} 6 \times 10^{-3} & \text{si } \rho_{1000} \leq 2,5 \\ 8 \times 10^{-3} & \text{si } \rho_{1000} > 2,5 \end{cases}$$
$$k_2 = \begin{cases} 1,1 & \text{si } \rho_{1000} \leq 2,5 \text{ (armature TBR)} \\ 1,5 & \text{si } \rho_{1000} \geq 8 \text{ (armature RN)} \\ 1,25 & \text{si } 2,5 < \rho_{1000} < 8. \end{cases}$$

La formule de l'article 2.2 du chapitre 2 fournit une valeur proche de la valeur trouvée par la formule ci-dessus pour $t = 5.10^5$ heures, valeur de t à retenir si on utilise cette formule pour estimer la valeur finale conventionnelle.

4. Comportement des aciers sous déformation variable

Au cas où la déformation de l'armature varie de façon discontinue, la relaxation qui s'effectue après une telle variation se calcule par la méthode du temps équivalent.

Soient σ_i^- et σ_i^+ les tensions de l'armature avant et après la déformation instantanée au temps t_i , soit $\sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{\rho_j}$ la somme des relaxations effectuées pendant les phases précédentes.



La méthode consiste à calculer le temps fictif t_e pour passer - par relaxation - de la contrainte $\sigma_i^+ + \sum \Delta\sigma_{\rho j}$ à la contrainte σ_i^+ , donc à résoudre, en t_e , l'équation

$$k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{\frac{3}{4} (1-\mu)} \cdot e^{-\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} \left(\sigma_i^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{\rho j} \right) = \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{\rho j}$$

avec les notations du paragraphe 3, où

$$\mu = \frac{\sigma_i^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{\rho j}}{f_{prg}}$$

et à remplacer l'intervalle de temps suivant $(t_i, t_i + \Delta t_i)$ par $(t_e, t_e + \Delta t_i)$

$$\Delta\sigma_{\rho i} = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{\frac{3}{4} (1-\mu)} \cdot e^{-\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} \left(\sigma_i^+ + \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{\rho j} \right) - \sum_1^{i-1} \Delta\sigma_{\rho j}$$

5. Concomitance de la relaxation avec le retrait et le fluage du béton

Même au cours d'une phase où les actions autres que la précontrainte ne varient pas, les armatures, du fait du retrait et du fluage du béton, ne sont pas soumises, comme dans les essais de relaxation, à un allongement constant. Ceci est pris en compte dans le chapitre 3, de façon forfaitaire dans l'article 3.3,24 (cas de la post-tension) et il est prescrit d'en tenir compte de manière plus précise à l'article 3.4,2 (cas de la prétension) en se basant sur les considérations suivantes.

Pendant une phase $[t_i, t_{i+1}]$ où n'interviennent que le retrait, le fluage du béton et la relaxation des aciers, la perte de précontrainte qui en résulte est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{\rho i} + \Delta\sigma_{ri} + \Delta\sigma_{fii} - \frac{2 \Delta\sigma_{\rho i} (\Delta\sigma_{ri} + \Delta\sigma_{fii})}{\sigma_i^+}$$

dans laquelle :

- σ_i^+ est la contrainte moyenne dans les aciers de précontrainte au début de la phase considérée,
- $\Delta\sigma_{\rho i}$ est la relaxation qui s'effectuerait dans l'intervalle $[t_i, t_{i+1}]$ si l'allongement des armatures ne variait pas dans cet intervalle ; $\Delta\sigma_{\rho i}$ se calcule selon les indications du paragraphe précédent,
- $\Delta\sigma_{ri} = E_p k_s \varepsilon_0 [r(t_{i+1}) - r(t_i)]$ est la perte par retrait dans l'intervalle $[t_i, t_{i+1}]$,
- $\Delta\sigma_{fii} = E_p \Delta\varepsilon_{fii}$ est la perte qui s'effectuerait par fluage pendant la phase considérée sous l'effet d'une contrainte constante égale à la contrainte du béton à la fin de cette phase au niveau du centre de gravité des armatures.

Toutefois, lorsque $\Delta\varepsilon_{fii}$ est obtenu par la méthode du temps équivalent présentée au paragraphe 4.7 de l'annexe 1, c'est-à-dire à partir de la contrainte du béton au début de la phase considérée, il est loisible d'utiliser la même formule pour l'estimation de la perte de précontrainte.

ANNEXE 3

VALEURS NUMÉRIQUES DES COEFFICIENTS DE FROTTEMENT EN POST-TENSION

1. Câbles intérieurs au béton logés dans des conduits en acier

Dans le cas fréquent où les câbles sont constitués soit de fils tréfilés ronds et lisses, soit de torons, on peut, pour l'évaluation *a priori* des pertes de tension dues au frottement, s'appuyer sur les valeurs moyennes des coefficients f et φ figurant au tableau ci-après. Ces valeurs ne sont utilisables que si les conditions suivantes sont toutes remplies :

- les armatures ne sont pas oxydées et comportent un revêtement de protection provisoire (huile ou graisse),
- les conduits sont en bon état, c'est-à-dire qu'ils ne présentent ni oxydation intérieure prononcée, ni ovalisation ou déformations locales dues par exemple à des chocs lors des manutentions ou lors du bétonnage, ni dégrafage du feuillard ou déchirure,
- le tracé réel des câbles est conforme au plan, avant bétonnage, et les dispositions prises pour le maintien en position des conduits sont suffisantes pour qu'il n'y ait pas de déplacement sensible lors du bétonnage,
- toutes dispositions ont été prises pour permettre la mise en place de câbles supplémentaires au cas où la tension probable ne serait pas obtenue sur chantier.

Des valeurs intermédiaires entre celles qui correspondent aux cas I et II du tableau ci-après peuvent être choisies en fonction du nombre de joints ou de surfaces de reprise, des possibilités de contrôle, du maintien effectif en position des conduits et des mesures précédemment effectuées sur des ouvrages analogues.

Lorsque sont utilisées des armatures autres que les fils tréfilés ronds et lisses ou les torons, il convient, pour choisir f et φ , de se référer à l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte concerné.

D'une façon générale, l'attention est attirée sur le fait que la valeur effective de f et de φ dépend beaucoup, non seulement des facteurs déjà signalés, mais également de la conception de l'ouvrage et de son câblage, des modalités et de la qualité de l'exécution.

Cas	Nature des armatures	f		φ
		$3 \leq R \leq 6$ (en m)	$R \geq 6$ (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

L'ensemble de ces éléments entraîne des dispersions très importantes puisque les mesures effectuées sur de nombreux chantiers montrent que les pertes à la transmission peuvent s'écarter de 25 % des estimations faites à partir des valeurs précédemment définies pour f et φ.

Ces écarts peuvent même être sensiblement dépassés sur des chantiers insuffisamment contrôlés.

2. Torons gainés-protégés

Sous réserve d'un minimum de soin à la mise en œuvre et pourvu que les rayons de courbure du tracé soient au moins égaux à 1 m dans le cas de torons isolés et à 2 m dans le cas de groupements en paquets (ce qui impose des dispositions particulières pour éviter l'écrasement des gaines), on peut utiliser pour f et φ les valeurs suivantes :

$$f = 0,05 ; \quad \varphi = 0,001 \text{ m}^{-1}.$$

3. Câbles extérieurs au béton

3.1. Pour des câbles constitués de fils lisses ou de torons logés dans un conduit extérieur au béton, on peut admettre $\varphi = 0$ du fait que les déviations angulaires parasites se localisent aux extrémités des déviateurs à leur raccordement avec les tronçons rectilignes du tracé (elles résultent essentiellement des incertitudes de positionnement de ces déviateurs).

La formule de l'article 3.3,11 se réduit alors à : $\sigma_{po}(x) = \sigma_{po} e^{-f\alpha(x)}$ (1),
mais son utilisation implique que $\alpha(x)$ représente la déviation angulaire totale, somme de la déviation angulaire théorique $\alpha_o(x)$ et des déviations angulaires parasites $\Delta\alpha(x)$.

Celles-ci dépendent de façon importante de la conception du déviateur (il existe des types de déviateurs permettant de les annuler complètement pourvu que soient respectées certaines tolérances de pose).

Au niveau d'un projet d'exécution, les déviations angulaires parasites doivent faire l'objet d'une estimation sérieuse sur la base des dispositions retenues et des consignes de mise en œuvre définies par le PAQ.

Alors, le coefficient physique de frottement f à introduire dans la formule (1) prend, selon la nature du conduit dans les déviateurs, les valeurs suivantes :

- pour un tube en acier, $f = 0,20$ à condition qu'il soit intérieurement propre et lubrifié,
- pour un tube en PEHD, $f = 0,12$.

Par commodité, il est loisible de substituer à la formule (1) la suivante :

$$\sigma_{po}(x) = \sigma_{po} e^{-f'\alpha_o(x)} \quad (2),$$

où f' représente le produit de f par un majorant du rapport $\frac{\alpha(x)}{\alpha_o(x)}$.

Au stade d'un avant-projet lorsque le détail des déviateurs n'est pas connu, il suffit d'utiliser la formulation (2) en choisissant pour f' des valeurs prudentes dans la gamme :

- $0,20 \leq f' \leq 0,30$ lorsqu'il s'agit de tubes en acier,
- $0,12 \leq f' \leq 0,15$ lorsqu'il s'agit de tubes en PEHD.

3.2 Lorsque le câble est constitué de torons gainés-protégés enfilés dans un conduit que l'on injecte au coulis de ciment avant d'effectuer les mises en tension (de façon à figer les positions des armatures et à éviter l'écrasement de leurs gaines individuelles), il convient de revenir à la formulation générale de l'article 3.3,11 avec, pour f et α les valeurs définies en 2 ci-dessus :

$$f = 0,05 ; \varphi = 0,001 \text{ m}^{-1}.$$

Dans ce cas, en effet, les déviations parasites dues à l'enchevêtrement des torons se répartissent tout au long du tracé.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 4

ZONES D'APPLICATION DE FORCES CONCENTRÉES

PREMIÈRE PARTIE

ZONES D'INTRODUCTION DE LA PRÉCONTRAINTÉ

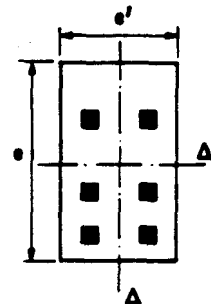
Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section S_A d'une pièce prismatique, les contraintes équilibrant les sollicitations *isostatiques* de précontrainte correspondantes ne sont réparties selon le principe de Navier qu'à partir d'une section S_R à la distance ℓ_r en aval de S_A . Si S_A n'est pas section d'about, il apparaît par ailleurs en amont de S_A un état d'auto-contraintes (système de contraintes équivalent à 0) dû aux câbles arrêtés.

1. Cas de la post-tension, lorsque S_A est section d'about

1.1 GÉNÉRALITÉS

1.1.1 ÉTUDE DE LA SECTION RECTANGULAIRE

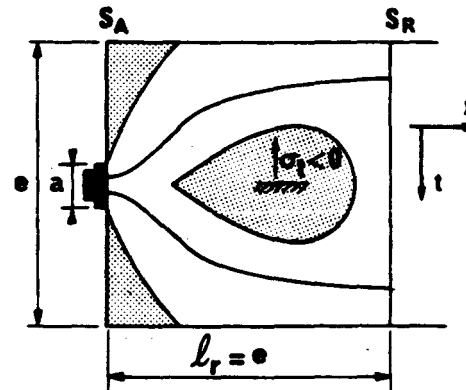
L'épanouissement des contraintes entre S_A et S_R présente évidemment un caractère tridimensionnel. Cependant, par commodité, on se contente, dans la pratique, de procéder à deux justifications bidimensionnelles, en étudiant successivement l'étalement des forces de précontrainte dans le plan Δ puis dans le plan Δ' , les forces étant, dans chaque cas, supposées uniformément réparties dans la direction perpendiculaire au plan d'étalement considéré. Dans ce qui suit, seul l'étalement dans le plan Δ est envisagé, étant bien entendu, que l'étalement dans le plan Δ' doit faire l'objet de justifications analogues.



1.1,11 CÂBLE CENTRÉ RECTILIGNE NORMAL À S_A

Alors $l_r \approx e$. Le passage de la force concentrée F à la distribution uniforme $\sigma = \frac{F}{e \times e'}$, dans S_R entraîne l'apparition de contraintes normales σ_t et de cisaillement τ sur toute facette parallèle à l'axe de la pièce dans la zone de régularisation comprise entre S_A et S_R .

σ_t est une traction au voisinage de S_A , à l'intérieur « d'onglets de surface », ainsi qu'à proximité de l'axe de la force F , en profondeur à l'intérieur d'un « rognon d'éclatement ».



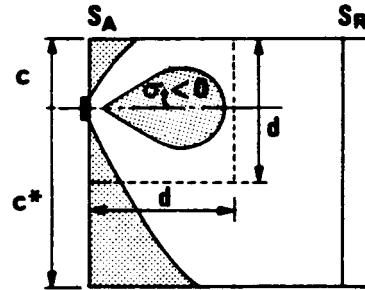
L'équilibre de la pièce exige donc la mise en place d'un frettage de surface et d'un frettage d'éclatement.

Ce sont ces frettages qui sont habituellement représentés dans les circulaires d'agrément du procédé de précontrainte utilisé ; ils sont dimensionnés et testés pour le cas d'un ancrage unique appliqué au bloc d'about minimal, donc d'un rapport d'étalement a/e important (de l'ordre de 0,6).

Leur section et leur géométrie doivent être adaptées lorsqu'on s'écarte sensiblement de ce rapport d'étalement, le ferrailage correspondant devant notamment intéresser toute la hauteur e de la section.

1.1,12 CAS D'UN CÂBLE EXCENTRÉ RECTILIGNE, NORMAL À S_A

Du fait de la dissymétrie, l'onglet de surface gagne en profondeur du côté opposé à l'arête vers laquelle le câble est excentré. Le rognon d'éclatement, au contraire, est moins étendu que dans le cas précédent.

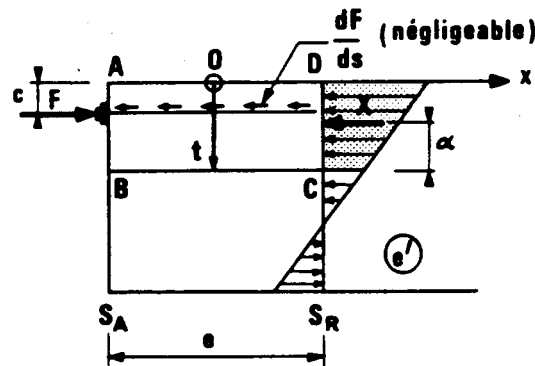


On peut appréhender ces deux effets en admettant que la force F subit une première régularisation à l'intérieur du prisme symétrique, de dimensions $d \times d$ dans le plan Δ avec $d = 2 \times \inf(c, c^*)$ et en étudiant par ailleurs l'équilibre général de la zone de régularisation de dimensions $e \times e$ dans ce même plan.

Pour ce faire, on considère la tranche de la pièce comprise entre S_A et S_R comme une poutre de répartition d'axe Ox , de hauteur e et d'épaisseur e' .

Cette poutre est en équilibre sous l'effet :

- De la force concentrée sous ancrage F .
- Des forces réparties éventuelles appliquées par le câble sur le béton entre S_A et S_R (forces tangentielles dF/ds généralement négligeables).
- Des contraintes normales, supposées réparties selon le principe de Navier, équilibrant les sollicitations *isostatiques* de précontrainte dans la section S_R .



L'équilibre de l'élément ABCD conduit aux efforts suivants, sur le plan de coupure BC, parallèle à l'axe longitudinal de la pièce, et défini par son ordonnée t.

- Effort tranchant : $v_x = F' - X$
- Moment fléchissant : $m_t = F'(t - c) - X\alpha$
- Effort normal : $n_t = 0$

avec :

$$X = \int_{CD} \sigma(F') e' dt,$$

F' étant la valeur de la force de précontrainte dans la section S_R .

1.1,13 CAS DE CÂBLES MULTIPLES RECTILIGNES, NORMAUX À S_A .

On admet encore que $\ell_r \approx e$.

Comme précédemment, par commodité, on sépare l'étude en deux :

- première régularisation à l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage,
- équilibre général de la zone de régularisation.

Le prisme symétrique se définit alors ainsi :

- Si l'on désigne par c_j et c_j^* les demi-intervalles séparant le niveau d'ancrage considéré j de ses voisins (la notion de demi-intervalle étant à remplacer par celle de distance au parement le plus proche lorsqu'il s'agit d'un niveau extrême), le prisme symétrique est celui qui a pour dimensions $d_j \times d_j$ dans le plan d'étalement, avec $d_j = 2 \times \inf(c_j, c_j^*)$ et e' dans la direction perpendiculaire.

1.1,14 CAS GÉNÉRAL

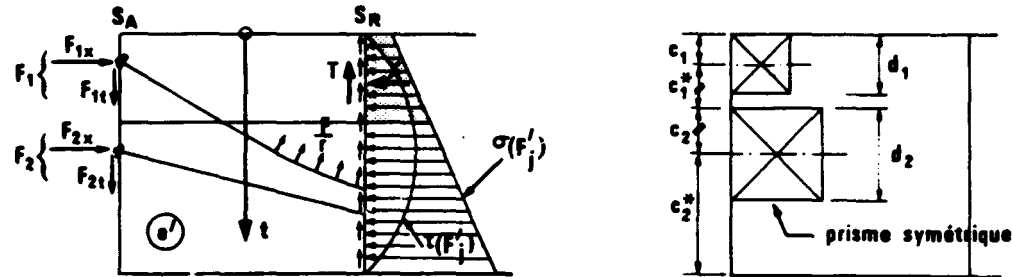
On suppose que l'inclinaison des forces de précontrainte sur la fibre moyenne de la pièce ne modifie ni ℓ_r ($\ell_r \approx e$) ni la définition des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage.

L'étude est comme précédemment scindée en deux (première régularisation et équilibre général).

Pour ce qui est de l'équilibre général, la tranche de la pièce comprise entre S_A et S_R , considérée comme une poutre de répartition d'axe Ot, de hauteur e et d'épaisseur e' , est en équilibre sous l'effet :

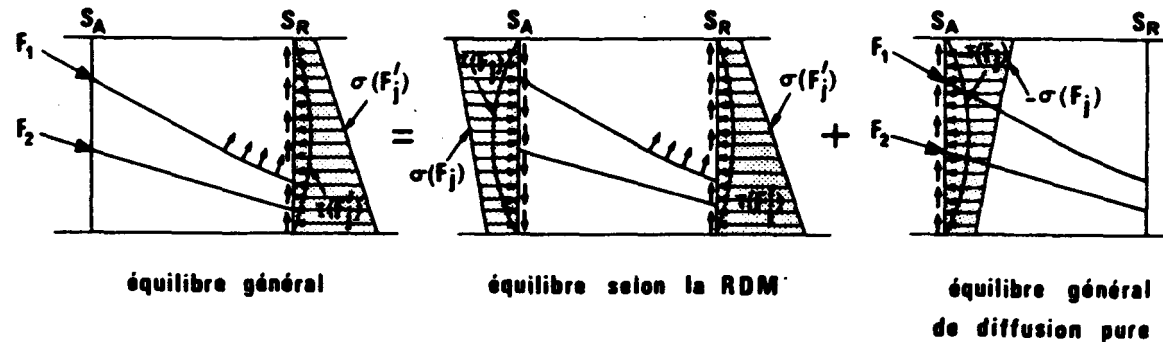
- a) Des forces concentrées sous les ancrages F_j .
- b) Des forces réparties éventuelles appliquées par les câbles sur le béton entre S_A et S_R (forces tangentielles dF/ds , souvent négligeables, et radiales F/r).

- c) Des contraintes tangentes $\tau (F'_j)$ et normales $\sigma (F'_j)$, supposées réparties selon le principe de Navier, qui équilibrent dans S_R les sollicitations isostatiques de précontrainte développées par les câbles ancrés dans S_A .



Cet équilibre général peut lui-même être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre :

- un *équilibre selon la Résistance des Matériaux*, analogue au précédent à ceci près que les forces concentrées sous ancrage F_j définies en a) sont remplacées dans la section S_A par une distribution de forces réparties normales et tangentielles, statiquement équivalentes aux F_j : celle des contraintes normales $\sigma (F_j)$ et de cisaillement $\tau (F_j)$, calculées selon les règles habituelles de la Résistance des Matériaux, qui équilibrent dans S_A les forces concentrées F_j . Dans cet état, on admet qu'en tout point, entre S_A et S_R , les contraintes sont données par les formules usuelles de la Résistance des Matériaux.
- un *équilibre général de diffusion pure* qui résulte de l'application à la poutre de répartition des forces concentrées F_j et des forces réparties : - $\sigma (F_j)$, - $\tau (F_j)$.



Cet « équilibre général de diffusion pure » traduit l'écart entre la Résistance des Matériaux et la distribution réelle des contraintes.

Il conduit, sur le plan de coupure BC, aux sollicitations suivantes :

- Effort tranchant : $V_x = F_{1x} - X$
- Moment fléchissant : $M_t' = F_{1x}(t - c_1) - X\alpha + \frac{e}{2}(T - F_{1t})$
- Effort normal : $N_t = F_{1t} - T$

avec :

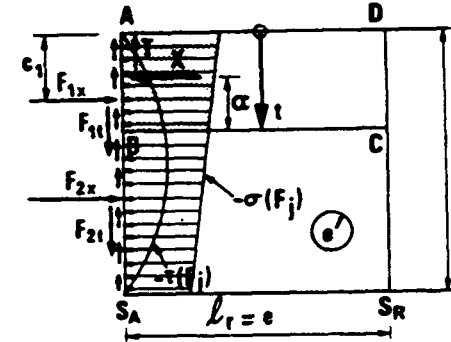
$$X = \int_{AB} \sigma(F_j) e' dt,$$

$$T = \int_{AB} \tau(F_j) e' dt.$$

L'intérêt de ce fractionnement en deux états d'équilibre est double. Il permet :

- de simplifier les calculs,
- d'apprécier de façon plus exacte les contraintes développées par la diffusion de précontrainte.

On remarque que pour des câbles rectilignes parallèles à la fibre moyenne de la pièce, efforts d'« équilibre général » et efforts d'« équilibre général de diffusion pure » se confondent dans la mesure où les dF_j/ds sont négligeables entre S_A et S_R ($V_x = v_x$; $M_t' = m_t'$; $N_t = n_t = 0$).



1.1,15 CONCLUSIONS SUR L'ÉTUDE DE LA DIFFUSION DANS UNE PIÈCE DE SECTION RECTANGULAIRE

Par commodité, l'étude de la diffusion se fait en deux étapes :

- première régularisation, à l'intérieur des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage,
- équilibre général de diffusion pure.

Chacun de ces phénomènes arbitrairement dissociés exige la mise en place d'un ferrailage :

- le premier, d'un ferrailage au voisinage de S_A permettant d'équilibrer les effets de surface et d'éclatement. Ce ferrailage n'est autre qu'une *adaptation* des frettages prévus à l'agrément du procédé de précontrainte. Cette adaptation consiste non pas à juxtaposer les aciers représentés dans la circulaire correspondante, mais à les rendre *continus* sur toute la hauteur e de la pièce après les avoir redimensionnés selon les règles énoncées ci-après,
- le deuxième, d'un ferrailage complémentaire éventuel qui doit être calculé dans chaque cas conformément aux prescriptions de la présente annexe.

1.1,2 ÉTUDE D'UNE SECTION COMPOSÉE DE PANNEAUX RECTANGULAIRES

Pour chaque panneau i , de dimensions $e_i \times e'_j$, l'étalement des forces de précontrainte doit être étudié dans deux plans perpendiculaires Δ_i et Δ'_j .

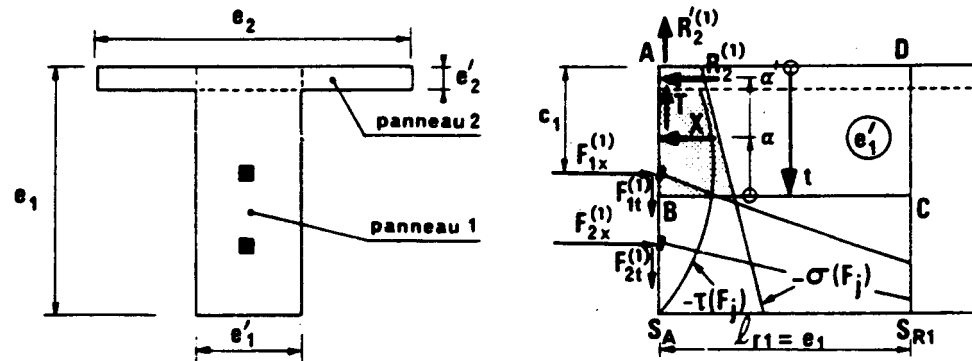
Pour procéder à l'étude dans le plan Δ_i , que seule on considère ici, étant bien entendu que la diffusion dans le plan Δ'_i doit faire l'objet de justifications analogues, on admet que la régularisation est obtenue dans une section S_{Ri} à la distance $\ell_{ri} = e_i$ de S_A .

Comme précédemment, cette étude se fait en deux phases :

- étude de la première régularisation à l'intérieur des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage,
- étude de l'équilibre général de diffusion pure.

Pour cette seconde étude, la tranche de panneau comprise entre S_A et S_{Ri} est considérée comme une poutre de répartition d'axe Ot , de hauteur e_i et d'épaisseur e'_i , en équilibre sous l'effet :

- des forces concentrées $F_j^{(i)}$ sous les ancrages logés dans le panneau ;
- des contraintes - $\sigma(F_j)$, - $\tau(F_j)$ qui intéressent directement le panneau ; $\sigma(F_j)$ et $\tau(F_j)$ représentant les contraintes, calculées selon les formules habituelles de la Résistance des Matériaux dans la section S_A de la pièce, qui constituent un système de forces équivalent à l'ensemble des F_j .
- des efforts $R_k^{(i)}$ apportés par les autres panneaux au niveau de leur encastrement sur le panneau i .



L'équilibre de l'élément ABCD conduit alors aux efforts internes suivants, sur le plan de coupure BC parallèle à la fibre moyenne de la pièce :

— Effort tranchant : $V_x = F_{1x}^{(1)} - X - R_2^{(1)}$

— Moment fléchissant : $M_t = F_{1x}^{(1)}(t - c_1) - \alpha X - \alpha' R_2^{(1)} + \frac{e_1}{2}(T + R_2^{(1)} - F_{1t}^{(1)})$

— Effort normal : $N_t = F_{1t}^{(1)} - T - R_2^{(1)}$

avec :

$$X = \int_0^t \sigma(F_j) e'_1 du$$

$$T = \int_0^t \tau(F_j) e'_1 du$$

$$R_2^{(1)} = \int_0^{e'_2} \sigma(F_j) (e_2 - e'_1) du$$

$$R_2^{(1)} = \int_0^{e'_2} \tau(F_j) (e_2 - e'_1) du$$

$$\alpha' R_2^{(1)} = \int_0^{e'_2} \sigma(F_j) (e_2 - e'_1) (t - u) du.$$

1.2 JUSTIFICATIONS DANS LES ZONES DE PREMIÈRE RÉGULARISATION (PRISMES SYMÉTRIQUES)

Les effets de surface et d'éclatement qui se manifestent dans ces zones exigent une vérification de l'état des contraintes du béton ainsi que la mise en place d'un ferrailage dont la contrainte de traction est limitée à :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_c$$

Les aciers correspondants, qui constituent une adaptation au cas d'espèce des frettages représentés dans le fascicule d'agrément du procédé de précontrainte, doivent être continus sur toute la hauteur e du panneau considéré.

1.2,1 EFFETS DESURFACE

Au voisinage immédiat de S_A , il y a lieu de disposer une section d'acier :

$$A_s = 0,04 \times \frac{\max (F_{jo})}{\sigma_{s \text{ lim}}}$$

F_{jo} représentant la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié.

1.2,2 EFFETS D'ÉCLATEMENT

1.2,21 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DU BÉTON

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage j, la contrainte maximale d'éclatement, sur la ligne d'action de la force de précontrainte F_j , vaut :

$$\sigma_{tej} = 0,5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{jo}}{e' d_j}$$

et la contrainte moyenne de compression longitudinale :

$$\sigma_{xmj} = \frac{F_{jo}}{e' d_j}$$

d_j étant, comme précédemment la hauteur du prisme symétrique associé au niveau j , a_j la dimension moyenne dans le plan d'étalement des organes d'ancrage placés à ce niveau j , enfin F_{jo} la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j .

Il y a lieu de vérifier que :

$$\sigma_{tej} \leq 1,25 f_{tj} \quad \text{et que : } \sigma_{xmj} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

1.2.22 FERRAILLAGE D'ÉCLATEMENT

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_j = 0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) F_{jo}$$

Pour chaque niveau d'ancrage j , on calcule une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{k_j \sigma_{s \text{ lim}}}$$

le coefficient k_j prenant les valeurs :

$$\begin{aligned} k_j &= 1 \quad \text{si } j \text{ est un niveau extrême,} \\ k_j &= 1,5 \text{ si } j \text{ est un niveau intermédiaire.} \end{aligned}$$

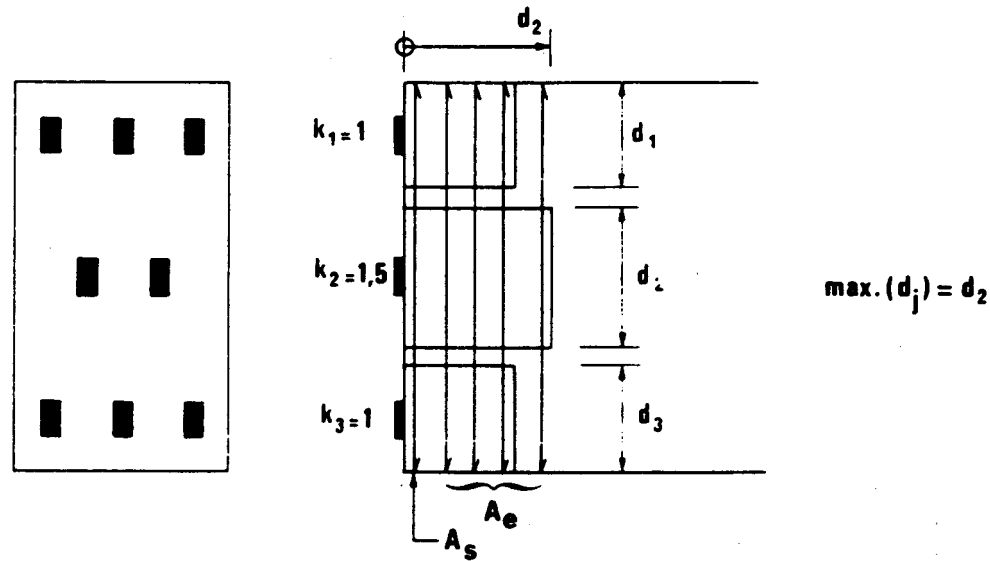
La gravité des conséquences de la défaillance du béton sous un organe d'ancrage est, en effet, fonction de la géométrie de la section et des conditions de groupement des corps d'ancrage. Dans la masse de la pièce, il est possible de tenir compte, en cas de défaillance locale du béton, de l'assistance des zones voisines. Au contraire, pour un ancrage isolé ou pour des ancrages implantés au voisinage des parements de la pièce, il n'y a aucune possibilité de rattrapage.

On dispose, en définitive, une section d'aciers transversaux :

$$A_e = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max (A_{ej}) \\ 0,15 \frac{\max (F_{jo})}{\sigma_{s \text{ lim}}} \end{array} \right.$$

sur une zone de longueur égale à $\max (d_j)$ en aval de S_A .

Ces armatures, continues sur toute la hauteur du panneau, sont réparties de telle façon que chaque prisme symétrique $d_j \times d_j$ soit traversé par une section d'aciers au moins égale à A_{ej} .



1.3 JUSTIFICATION VIS-À-VIS DE L'ÉQUILIBRE GÉNÉRAL DE DIFFUSION PURE

Les justifications correspondantes doivent être menées dans la phase de construction ou d'exploitation la plus défavorable vis-à-vis de l'effet considéré, compte tenu de la valeur de calcul des forces de précontrainte pendant cette phase.

Les efforts sont calculés comme indiqué en 1.1 en remplaçant toutefois les forces concentrées F_j par des forces statiquement équivalentes, uniformément réparties sur la largeur $\frac{a_j + d_j}{2}$, sans que cette largeur puisse dépasser $2a_j$.

1.3,1 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES

A défaut d'une méthode de calcul plus élaborée, on peut évaluer, sur chaque plan de coupure d'ordonnée t , la contrainte conventionnelle de cisaillement de diffusion pure :

$$\tau_d = \frac{2V_x}{e'l_r}$$

A chaque niveau t , τ_d est cumulée algébriquement avec la contrainte τ la plus défavorable qui résulte de l'équilibre, selon la Résistance des Matériaux, de l'ensemble des sollicitations (y compris celles que développent les câbles ancrés dans S_A) appliquées à la pièce. On évalue ainsi la contrainte globale maximale de cisaillement : $\tau_{g\max} = \max_t (\tau_d + \tau)$ et l'on doit vérifier que $\tau_{g\max}$ ne dépasse pas $1,5 f_{tj}$.

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 $\tau_{g\max}$.

1.3,2 ARMATURES D'ÉQUILIBRE GÉNÉRAL

Là encore, la contrainte de traction des aciers passifs est limitée à $\sigma_{s\lim} = \frac{2}{3} f_c$.

Les armatures transversales régnant dans la zone de régularisation des contraintes, entre S_A et S_R , doivent satisfaire globalement à la règle des coutures, l'effort tangent étant écrêté à la valeur :

$$V_{xc} = V_x \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d} \right)^2 \right]$$

Si N_{tc} est l'effort normal au niveau où $|V_x| = |V_x|_{\max}$ (effort normal compté positivement s'il est de compression), cette règle des coutures conduit, dans le cas fréquent où les aciers en question sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xc}|_{\max} - N_{tc}}{\sigma_{s\lim}}$$

Lorsque la section d'armature ainsi calculée est inférieure au cumul de celles résultant des vérifications précédentes (1.2,1, 1.2,22), aucun renforcement d'armature n'est nécessaire. Dans le cas contraire, des armatures transversales complémentaires, de même façonnage doivent être mises en place de façon à ce que la section totale des aciers entre S_A et S_R soit au moins égale à A_c .

Ces armatures complémentaires éventuelles sont uniformément réparties à partir de S_A sur une longueur au plus égale à $2\ell_r/3$.

2. Post-tension, extension aux cas où S_A n'est pas section d'about

2.1 GÉNÉRALITÉS

Lorsque S_A n'est pas section d'about, des perturbations à la répartition des contraintes selon la Résistance des Matériaux se manifestent non seulement en aval de S_A (entre S_A et S_R), mais également en amont de S_A , jusqu'à la section S'_R symétrique de S_R par rapport à S_A .

Par ailleurs, entre S_A et S_R , les indications données en 1.1 ne sont pas directement transposables.

Pour limiter une éventuelle fissuration, il convient, après avoir procédé aux mêmes vérifications des contraintes du béton qu'en 1.2,21 et 1.3,1, de disposer entre S_R et S'_R des armatures transversales et longitudinales dont la détermination, à défaut d'un recours à des méthodes de calcul plus élaborées, résultent des indications données ci-après.

Plusieurs cas sont, en fait, à examiner :

- a) Cas où S_A n'est jamais section d'about, même au moment des mises en tension.
- b) Cas où S_A , provisoirement section d'about au moment des mises en tension fait office de section de joint ou de reprise dans une construction par phases.
- c) Cas des sections de couplage.

2.2 FERRAILLAGE TRANSVERSAL

Après avoir calculé selon 1.2,1, 1.2,22 et 1.3,2 les sections d'acier A_s , A_e et A_c , il y a lieu de leur substituer des sections $\lambda_s A_s$, $\lambda_e A_e$ et $\lambda_c A_c$, les coefficients λ prenant les valeurs suivantes :

Cas	Entre S_A et S_R			Entre S_A et S'_R		
	λ_s	λ_e	λ_c	λ_s	λ_e	λ_c
a	1	1	0,6	0,6	0,6	0,6
b	1	1	1	0,3	0,3	0,3
c	1	1	1	0,6	0,6	0,6

Ces nouvelles sections d'acier, à disposer entre S_A et S_R d'une part, entre S_A et S'_R d'autre part, obéissent dans chacune de ces zones à la règle de non-cumul de 1.3,2 et le façonnage ainsi que la répartition des armatures correspondantes découlent directement des indications de 1.2,1, 1.2,22 et 1.3,2.

2.3 FERRAILLAGE LONGITUDINAL

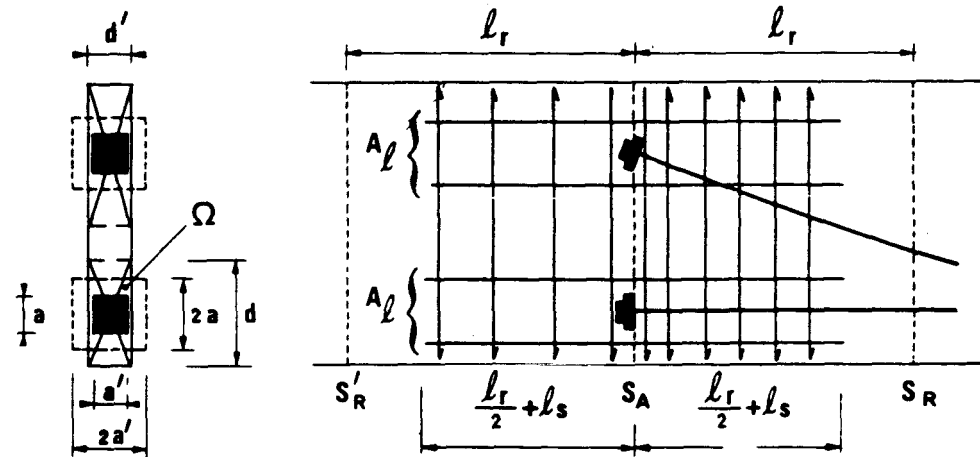
2.3,1 CAS OÙ S_A N'EST JAMAIS SECTION D'ABOUT (CAS A)

Deux configurations sont alors possibles, les ancrages étant logés :

- soit dans l'épaisseur e' du panneau (ancrages morts),
- soit dans des bossages.

Lorsque les ancrages sont situés dans l'épaisseur e' du panneau, on associe, dans le plan de S_A , à chaque corps d'ancrage, deux rectangles centrés sur lui :

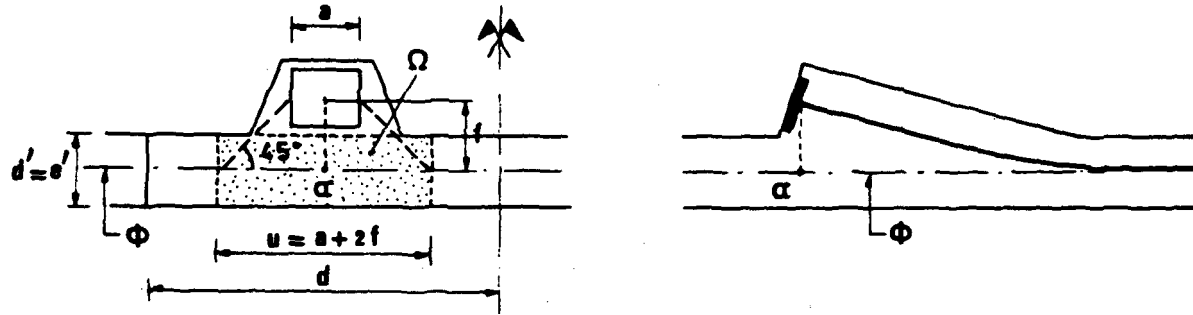
- le rectangle de première régularisation, de dimension d et d' , d (resp. d') représentant comme en 1.1.13 la hauteur du prisme symétrique qu'on affecte au corps d'ancrage pour étudier l'étalement dans le plan Δ (resp. Δ') ; c'est, dans le plan de S_A , le plus grand rectangle qu'on puisse associer à l'ancrage sans sortir du béton ni empiéter sur les rectangles homologues relatifs aux autres corps d'ancrage ;
- le rectangle de dimensions $u = 2a$ et $u' = 2a'$, a et a' étant les dimensions du corps d'ancrage parallèlement à Δ et Δ' .



On considère enfin l'intersection Ω de ces deux rectangles.

Lorsque les ancrages sont logés dans des bossages, les deux rectangles dont l'intersection définit Ω ont pour centre la projection α de l'ancrage sur le feuillet Φ du panneau qui contient la partie courante de l'armature :

- à l'intérieur du panneau, dans le plan de S_A , le rectangle de première régularisation, de dimension d et d' est, comme précédemment, le plus grand rectangle qu'on puisse affecter à l'ancrage étudié sans empiéter sur les rectangles homologues relatifs aux autres ancrages.
- le deuxième rectangle a pour dimensions $u = a + 2f$ et $u' = d'$.



Si on désigne dans la situation (d'exécution ou d'exploitation) la plus défavorable par :

F la valeur de calcul de la force sous l'ancrage,

σ_b la contrainte minimale (compatible avec la valeur de F considérée) dans le béton, au niveau de l'ancrage due à toutes les sollicitations autres que la sollicitation isostatique développée par les câbles arrêtés dans S_A ,

les aciers passifs longitudinaux rencontrant Ω doivent présenter une section au moins égale à :

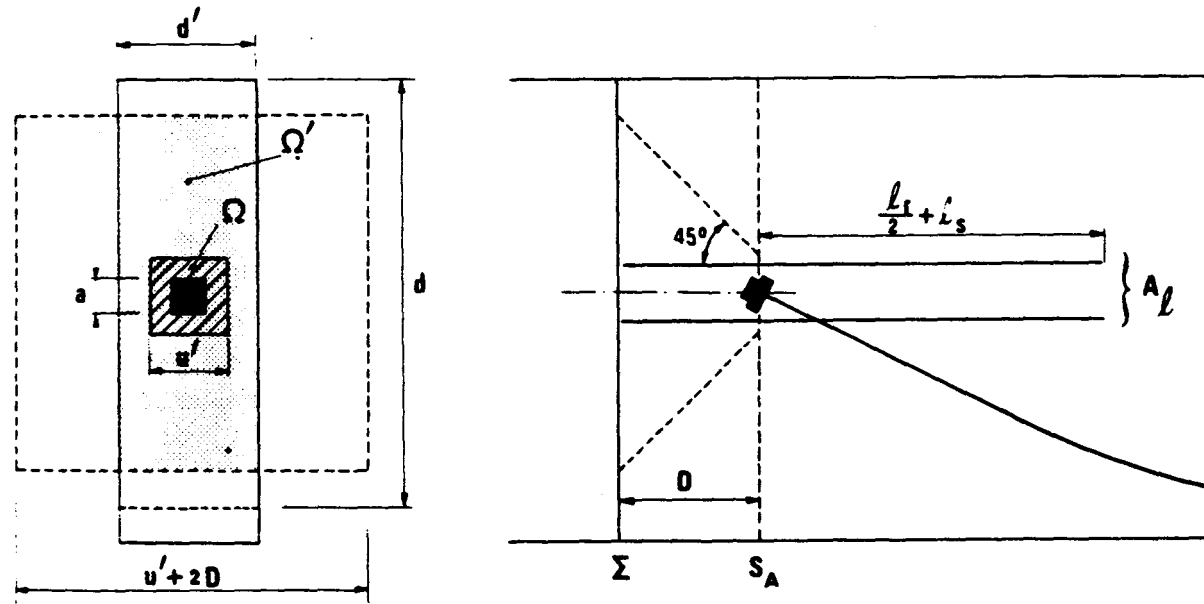
$$A_r = \frac{1}{\sigma_{s \text{ lim}}} \left(\frac{F}{2} - \Omega \sigma_b \right)$$

Ils règnent sur une longueur minimale égale à $\frac{\ell_r}{2} + \ell_s$ de chaque côté de S_A , ℓ_r étant la plus grande des deux longueurs de régularisation associées au panneau concerné et ℓ_s la longueur de scellement droit des armatures passives utilisées, sauf si à une distance $D < \frac{\ell_r}{2} + \ell_s$ de S_A existe un joint nécessitant leur arrêt (joint collé, par exemple).

Dans ce cas, il y a lieu de procéder, au niveau de la section Σ du joint, à la vérification complémentaire suivante :

$$\Omega' \sigma_b \geq \frac{F}{2}$$

Ω' ayant dans Σ la même définition que Ω dans S_A à cette réserve près que le rectangle de dimension u et u' est remplacé par le rectangle de dimensions $(u + 2D)$ et $(u' + 2D)$.



2.3,2 CAS OÙ S_A EST PROVISOIRESMENT SECTION D'ABOUT AU MOMENT DES MISES EN TENSION (CAS B)

Alors, l'effet d'entraînement, n'est plus qu'une conséquence du fluage.

Les armatures passives longitudinales, de même façonnage qu'en 2.3,1, doivent présenter, en reprenant les notations de ce paragraphe, une section minimale au moins égale à :

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{s \text{ lim}}} \left(\frac{F}{4} - \Omega \sigma_b \right)$$

seule la situation d'exploitation étant à considérer pour évaluer F et σ_b .

2.3,3 CAS DES SECTIONS DE COUPLAGE (CAS C)

Alors, comme il est indiqué à l'article 6.1,5 du présent règlement, les armatures passives longitudinales dont la continuité doit être assurée sur une longueur minimale égale à $\ell_r/2 + \ell_s$ de chaque côté du joint, sont dimensionnées de façon à satisfaire aux conditions de la classe III dans l'hypothèse conventionnelle où la force transmise par les armatures de précontrainte couplées se trouverait réduite aux deux tiers de sa valeur théorique.

3. Zones d'introduction de la précontrainte. Cas de la prétension

3.1 GÉNÉRALITÉS

Les indications données en 1.1 et 2.1 demeurent valables moyennant les remarques suivantes :

- la longueur de régularisation ℓ_{ri} à considérer pour étudier l'étalement de la précontrainte parallèlement au plan Δ_i dans un panneau rectangulaire de dimensions $e_i \times e'_i$ est égale à :
 $\ell_{ri} = e_i$ si le panneau ne contient pas d'armatures de précontrainte et à :

$$\ell_{ri} = \max. \left\{ \begin{array}{l} e_i \\ \sqrt{(0,8 \ell_{sn})^2 + d_{pi}^2} \end{array} \right. \quad \text{dans le cas contraire,}$$

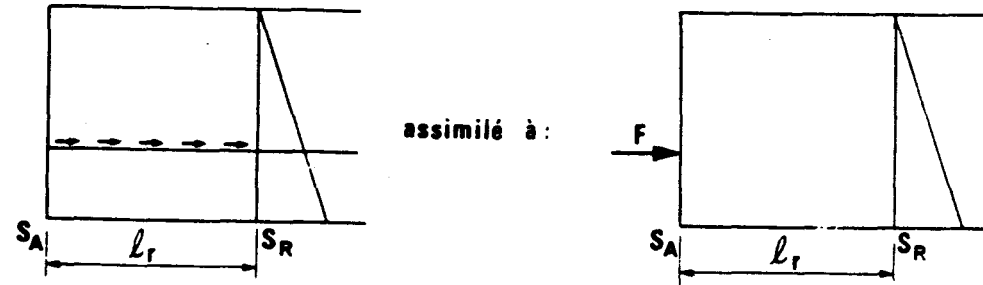
d_{pi} désignant la distance du barycentre des armatures de précontrainte contenues dans le panneau à la fibre extrême de celui-ci la plus éloignée dans le plan Δ_i ;

- les effets de surface sont généralement faibles ;
- les effets d'éclatement, en revanche, prennent une importance accrue à cause du gonflement des armatures.

Comme pour la post-tension, l'étude de la diffusion se fait en deux étapes :

- première régularisation,
- équilibre général.

Pour ce dernier, on considère, de façon conventionnelle, que la force transmise par une armature au droit de la section S_R est appliquée au béton dans S_A par l'intermédiaire d'un ancrage fictif.



Il est loisible d'admettre que la force F est répartie sur une hauteur égale à l'entr'axe minimal entre armatures successives dans le plan d'étalement étudié tel qu'il résulte des prescriptions de l'article 10.3,2 du présent règlement.

3.2 JUSTIFICATIONS DANS LA ZONE DE PREMIÈRE RÉGULARISATION

Les effets d'éclatement exigent la mise en place d'un frettage dont la contrainte est limitée à :

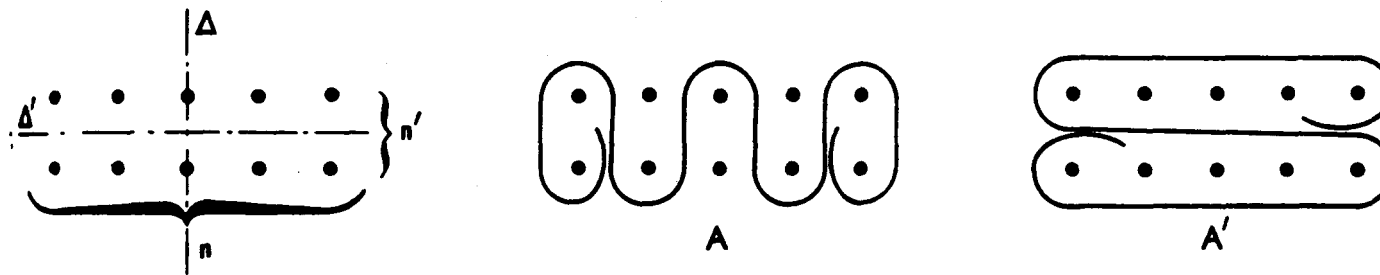
$$\sigma_{s \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_c$$

Parallèlement à chaque plan d'étalement Δ , l'effort d'éclatement est pris égal à la plus élevée des 2 valeurs suivantes :

$$0,04 NF$$

$$\text{ou } 0,10 nF$$

F étant la valeur de calcul de la force de précontrainte après relâchement, dans une armature au droit de la section S_R , N le nombre total d'armatures et n le maximum du nombre d'armatures que comporte chacun des lits perpendiculaires à Δ .



Dans l'exemple ci-dessus, on a ainsi $n = 5$, $n' = 2$ et $N = nn' = 10$. L'ensemble des brins verticaux des frettes A doit donc équilibrer :

$$\max. \left\{ \begin{array}{l} 0,04 NF = 0,4 F \\ 0,10 nF = 0,5 F \end{array} \right\} = 0,5 F.$$

L'ensemble des brins horizontaux des frettes A' :

$$\max. \left\{ \begin{array}{l} 0,04 NF = 0,4 F \\ 0,10 n'F = 0,2 F \end{array} \right\} = 0,4 F.$$

Ces armatures sont réparties sur une longueur égale à $\ell_{sn}/4$ à partir de l'about.

3.3 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DE L'ÉQUILIBRE GÉNÉRAL DE DIFFUSION PURE

Elles sont conduites conformément aux indications données en 1.3 et en 2. Toutefois, pour tenir compte de l'introduction progressive des forces de précontrainte, les efforts d'équilibre général de diffusion pure sont frappés conventionnellement du coefficient minorateur 1/2.

4. Cumul des armatures transversales de diffusion avec les armatures d'effort tranchant et de torsion

Dans les zones où, selon les règles précédentes, on est conduit à disposer des armatures transversales de diffusion, ces armatures ne se cumulent pas avec celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes (en application du chapitre 7) dans la mesure où ces deux catégories d'armatures ont le même façonnage.

La section d'aciers transversaux à mettre en place dans ces zones est la plus grande des deux suivantes :

- la section A_1 que donne l'application de la présente annexe.
- 1,5 fois la section A_2 à laquelle conduisent les prescriptions du chapitre 7, sauf si $1,5 A_2 > A_1 + A_2$, auquel cas on se limite à $A_1 + A_2$.

Page laissée intentionnellement blanche

DEUXIÈME PARTIE

ZONES D'APPUI SIMPLE D'ABOUT

1. Généralités

Ces zones doivent faire l'objet des quatre vérifications suivantes :

- a) Justifications relatives à l'introduction des forces de précontrainte conformément à la première partie de la présente annexe.
- b) Justification vis-à-vis des sollicitations tangentes selon 7.4.
- c) Justifications relatives à la bielle d'about selon 7.5,1.
- d) Justifications de l'équilibre du coin inférieur selon 7.5,2.

Bien que menées séparément pour la commodité des calculs, ces vérifications sont complémentaires et constituent un ensemble indissociable.

En ce qui concerne les deux dernières, effectuées sous sollicitations ultimes, on procède, en pratique, dans l'ordre indiqué ci-dessous :

- on s'attache tout d'abord à assurer l'équilibre de la bielle d'effort tranchant, de préférence par les seules armatures de précontrainte ; celles nécessaires pour cet équilibre sont implantées, dans la mesure du possible, à faible distance au-dessus de l'appui, et leurs organes d'ancrage disposés au-delà de celui-ci ;
- on vérifie ensuite l'équilibre du coin inférieur qui peut nécessiter la mise en place d'armatures passives de complément, lorsque certains impératifs particuliers ne permettent pas de satisfaire simultanément aux deux conditions d'équilibre par les seules dispositions d'armatures relatives à la première vérification. Il peut s'agir, par exemple, de dispositions de coffrage imposées (notamment une très faible distance entre la face d'about de la pièce et le nu intérieur de l'appui), de l'emploi d'unités de précontrainte importantes utilisées en faible nombre, etc.

2. Bielle d'about

Le mécanisme de rupture proposé résulte de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparant du reste de la pièce un bloc d'about.

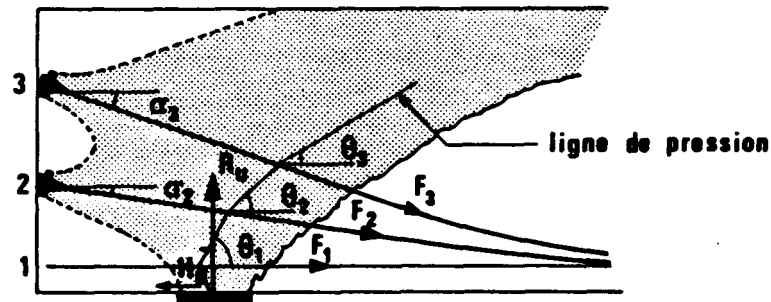
2.1 CONDITIONS GÉNÉRALES D'ÉQUILIBRE

Si l'on fait abstraction de la part Q_u des charges appliquées au voisinage de l'appui que l'on peut considérer comme directement transmise à cet appui en application de 7.1,31 et qui doit faire l'objet de justifications complémentaires selon 2.2 ci-après, et si l'on néglige les autres charges extérieures appliquées au bloc d'about, la ligne de pression, à l'intérieur de ce bloc est une ligne polygonale partant du milieu de l'appareil d'appui, dont les sommets se situent sur la ligne d'action des différentes forces exercées par les armatures de précontrainte ou passives, longitudinales ou transversales, ancrées à l'about au droit de l'âme.

R_u représentant donc ici la composante verticale de la réaction d'appui à l'état limite ultime calculée sans tenir compte de Q_u et H_u désignant la composante horizontale de cette même réaction, la ligne de pression en question, dans la mesure où l'on néglige l'effet des armatures transversales, présente, entre les niveaux k et $k + 1$ d'armatures longitudinales, une inclinaison θ_k définie par :

$$\operatorname{tg} \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{i=k} F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^{i=k} F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Dans cette expression, les F_i sont les forces effectivement transmises par les différentes armatures longitudinales ancrées à l'about lorsque l'état limite ultime est atteint, que ces armatures, inclinées de α_i sur la fibre moyenne soient de précontrainte ou passives.



Faute d'une représentation appropriée des déformations, les F_i ne sont pas directement accessibles au calcul.

En revanche, si l'on désigne par $F_{i \text{ lim}}$ les forces limites correspondantes, évaluées à partir des contraintes définies en 7.5,11, on peut raisonner sur la ligne de pression limite dont l'inclinaison θ'_k entre les niveaux k et $k + 1$ d'armatures longitudinales est donnée par :

$$\text{tg } \theta'_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^{i=k} F_{i \text{ lim}} \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^{i=k} F_{i \text{ lim}} \cos \alpha_i - H_u}$$

θ'_k ne devient inférieur à l'angle β défini en 7.5,1 du présent règlement qu'à partir du niveau r défini par :

$$\text{tg } \theta'_r \leq \text{tg } \beta \text{ et } \text{tg } \theta'_{r-1} > \text{tg } \beta. \quad (1)$$

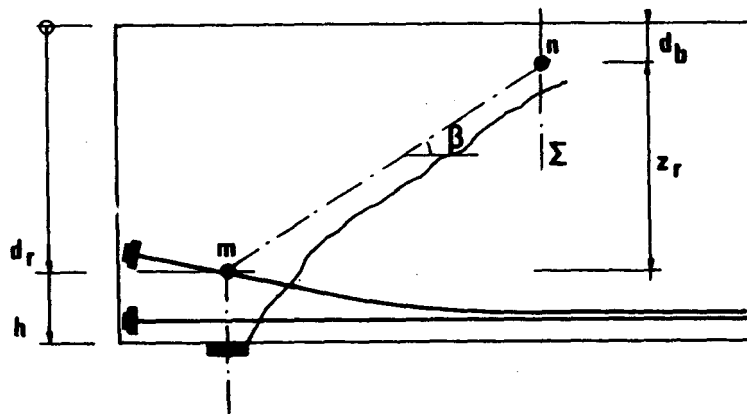
Pour qu'un tel niveau r existe, il est nécessaire que :

$$\sum F_{i \text{ lim}} \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_{i \text{ lim}} \sin \alpha_i) \cotg \beta \quad (2)$$

les sommations étant étendues à toutes les armatures ancrées à l'about.

La vérification visée en 7.5,11 consiste donc à s'assurer que l'inégalité (2) est bien satisfaite.

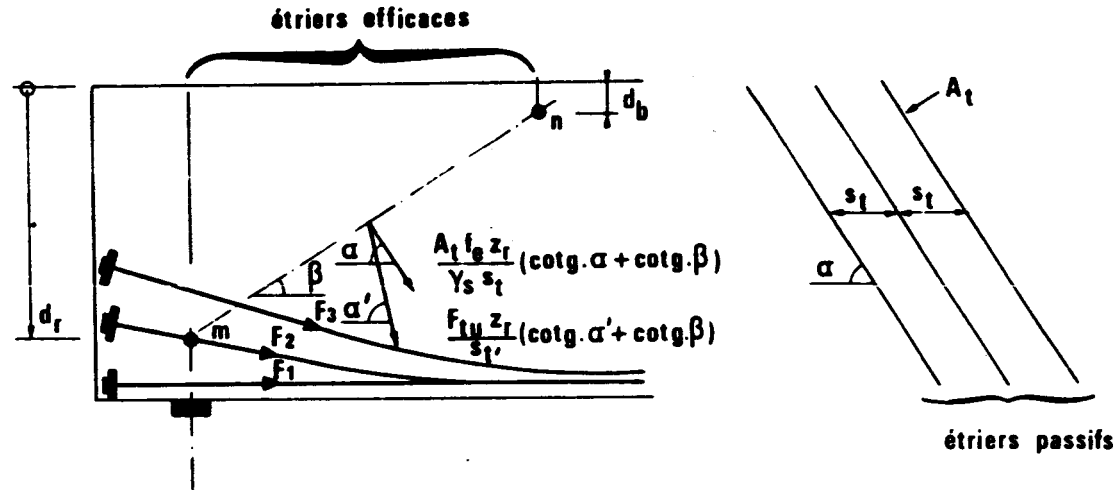
Pour schématiser le phénomène, on considère alors que le flux des contraintes de compression intéresse au niveau r , défini par les inégalités (1), repéré conventionnellement sur l'axe de l'appareil d'appui et situé à la distance d_r de la fibre supérieure, une bielle d'axe mn d'inclinaison β et de hauteur : $z_r = d_r - d_b$, d_b désignant la distance à l'extrados de la résultante des contraintes de compression (à défaut de calcul plus élaboré, il est loisible de retenir : $d_b = h/10$).



Si l'on admet que les étriers cousant efficacement la fissure sont ceux qui rencontrent la droite mn et que ces armatures sont plastifiées à l'état limite ultime, l'équilibre du bloc d'about exige que le béton, au droit de Σ, transmette un effort vertical :

$$W = R_u - \sum F_i \sin \alpha_i - \frac{z_r}{s_t} A_t \frac{f_c}{\gamma_s} \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin \beta} - \frac{z_r}{s_t'} F_{tw} \frac{\sin(\alpha' + \beta)}{\sin \beta}$$

les notations utilisées étant celles de l'article 7.3.



Dans cette formule, la sommation s'étend à toutes les armatures longitudinales ancrées à l'about de la poutre.

En règle générale, les F_i , du fait de la fissuration, sont supérieures aux forces prises en compte dans les armatures longitudinales pour évaluer $V_{red,u}$ et donc :

$$R_u - \sum F_i \sin \alpha_i \leq V_{red,u} \text{ ou : } \frac{R_u - \sum F_i \sin \alpha_i}{b_n z} \leq \tau_{red,u}$$

Ainsi :

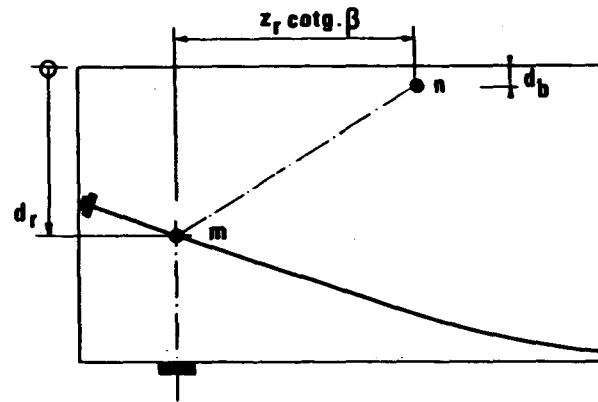
$$\frac{W}{b_n z} \leq \tau_{red,u} - \frac{z_r}{z} \left[\frac{A_t}{b_n s_t} \frac{f_c}{\gamma_s} \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin \beta} + \frac{F_{tw}}{b_n s_t'} \frac{\sin(\alpha' + \beta)}{\sin \beta} \right]$$

La sécurité impose, comme indiqué en 7.3,22 que $\frac{W}{b_n z}$ soit inférieur à $\frac{f_{ij}}{3}$.

Si donc $z_r \geq z$, le calcul habituel selon 7.4 donne une densité suffisante d'étriers sur la longueur $z \cotg \beta$.

En revanche, si $z_r < z$, la densité résultant de ce calcul doit être majorée dans le rapport $\frac{z}{z_r}$ sur la longueur $z_r \cotg \beta$.

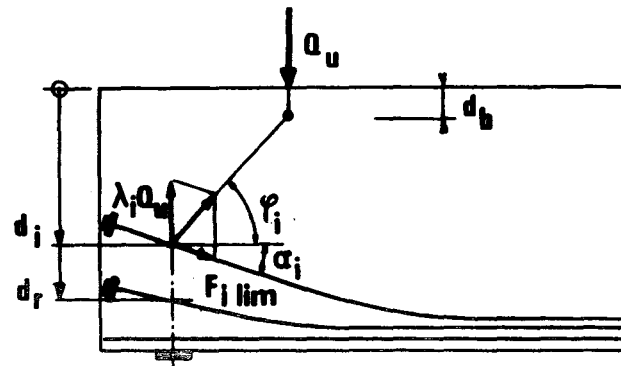
La figure ci-dessous illustre le cas où l'armature assurant l'équilibre horizontal de la bielle d'effort tranchant est implantée à une distance importante au-dessus de l'appui ($z_r < z$).



Alors, les armatures transversales susceptibles d'équilibrer $V_{red, u}$ à l'appui doivent être réparties sur la longueur $z_r \cotg \beta < z \cotg \beta$.

2.2 PRISE EN COMPTE DES CHARGES TRANSMISES DIRECTEMENT À L'APPUI

On considère que la transmission à l'appui se fait par l'intermédiaire de bielles partant de la verticale de la résultante Q_u des charges en question à une distance d_b de l'extrados et aboutissant à la verticale de l'appui sur des armatures de niveau $i > r$ ($d_i < d_r$).



Chaque armature i ne peut contribuer à l'équilibre que d'une part λ_i de l'effort vertical telle que :

$$\lambda_i Q_u = \frac{F_{i \text{ lim}} \sin (\varphi_i + \alpha_i)}{\cos \varphi_i} .$$

La stabilité du système exige donc la mobilisation des armatures longitudinales jusqu'au niveau r' défini par :

$$\sum_{i=r+1}^{i=r'} \lambda_i \geq 1 \quad \text{et} \quad \sum_{i=r+1}^{i=r'-1} \lambda_i < 1,$$

la vérification visée de 7.5,11 consistant tout simplement à s'assurer de l'existence d'un tel niveau h' .

Remarque : Si Q_u est faible en regard de R_u , il est loisible d'intégrer Q_u à R_u et de se limiter aux justifications du paragraphe 2.1 précédent.

2.3 CAS LA DE PRÉTENSION LORSQUE L'ÉQUILIBRE HORIZONTAL DE LA BIELLE D'EFFORT TRANCHANT NE PEUT ÊTRE ASSURÉ PAR LES SEULES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Les armatures utilisées étant pratiquement toujours rectilignes, ce cas se rencontre lorsque :

$$\frac{F_a}{\gamma_p} = \frac{\Sigma F_{ai}}{\gamma_p} < R_u \cotg \beta + H_u = \Phi$$

Des armatures passives de complément sont donc nécessaires, mais il n'est pas admissible de déterminer leur section pour équilibrer l'effort $\Phi = \frac{F_a}{\gamma_p}$. En effet, les scellements des armatures passives et de précontrainte sont mobilisés par des mécanismes différents (en particulier à partir des extrémités opposées des scellements) dont le fonctionnement ne peut pas être parallèle.

Dans ces conditions, on peut admettre que l'effort Φ est équilibré par l'ensemble des armatures passives et de précontrainte considérées comme armatures de béton armé, leur scellement étant vérifié, conformément à l'article A.6.1 du BAEL, en tenant compte de la plus faible valeur des coefficients de scellement ψ_s et ψ_{sp} , relatifs à ces deux types d'armatures.

Un tel fonctionnement impliquant un établissement de la précontrainte à partir de l'about plus lent que selon 8.4,1, il peut y avoir lieu, dans certains cas particuliers, d'examiner les répercussions que ce fait entraîne sur la tenue des pièces intéressées, sur une certaine longueur à partir de l'about.

Par ailleurs, lorsqu'une pièce préfabriquée est prolongée dans la construction définitive par un élément de béton coulé en place, les armatures passives et de précontrainte peuvent être laissées en attente à la préfabrication, avec façonnage éventuel, et leur scellement est alors obtenu en partie dans le béton de deuxième phase.

Lorsque $F_d/\gamma_p < \Phi$, il est loisible de tenir compte de cet effet dans les mêmes conditions que précédemment, en procédant par cumul des efforts ancrés successivement.

3. Equilibre du coin

3.1 PRINCIPE

On considère les plans de rupture les plus probables partant du nu intérieur de l'appareil d'appui et séparant du reste de la pièce un coin inférieur.

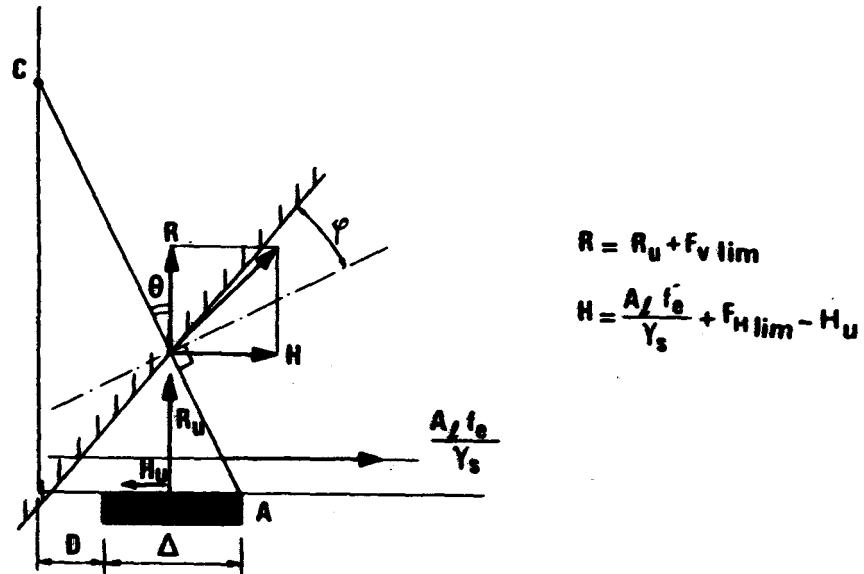
A défaut de méthodes plus probantes, on estime que la sécurité est assurée lorsque la résultante des forces agissant sur le coin (réaction d'appui et forces de précontrainte prises avec leurs valeurs limites selon 7.5) et des forces que sont susceptibles de développer les armatures passives assurant la couture fait avec la normale au plan de rupture AC un angle au plus égal à φ ; φ , angle de frottement interne du béton, est pris, par sécurité, égal à $\text{Arctg } 2/3$.

Dans la pratique, les aciers passifs de couture sont la plupart du temps horizontaux de telle sorte que la condition précédente s'écrit :

$$\frac{A_\ell f_c}{\gamma_s} \geq \lambda (R_u + F_{V \text{ lim}}) + H_u - F_{H \text{ lim}}$$

avec : A_ℓ = section des aciers de couture,
 R_u = composante verticale de la réaction d'appui,
 H_u = composante horizontale de la réaction d'appui,
 $F_{H \text{ lim}}$ = composante horizontale de la force de précontrainte arrêtée dans le coin (force prise avec sa valeur limite selon 7.5),
 $F_{V \text{ lim}}$ = composante verticale de cette même force,

et : $\lambda = \frac{\cotg \varphi - \text{tg } \theta}{1 + \cotg \varphi \text{ tg } \theta} = \frac{1,5 - \text{tg } \theta}{1 + 1,5 \text{ tg } \theta}$.

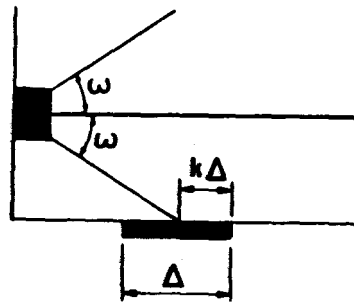


3.2 COUTURE MINIMALE

Dans le cas de la post-tension, même lorsque la vérification précédente conduit à $A_s = 0$, il y a lieu de mettre en place une section minimale d'aciers passifs de couture A_{smin} donnée par la règle suivante :

$k \Delta$ désignant la longueur de l'appareil d'appui directement couverte par le flux de précontrainte, d'ouverture 2ω (avec $\omega = \text{Arctg } 2/3$), issu de l'ancrage le plus bas,

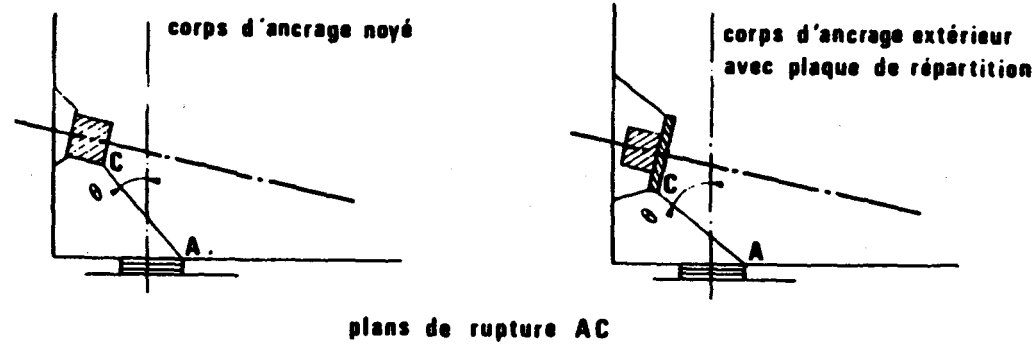
$$A_{smin} = \frac{0,04 R_u}{f_c \gamma_s} (5 - 4k) \quad (0 \leq k \leq 1).$$



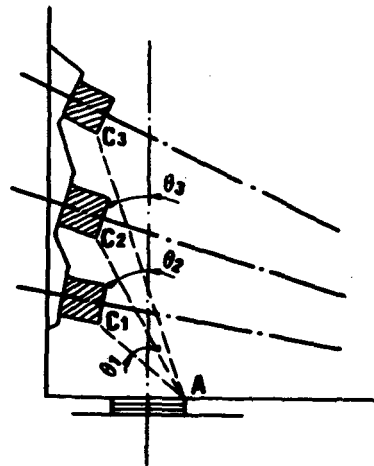
3.3 DÉTERMINATION DES PLANS DE RUPTURE LES PLUS PROBABLES

Dans le cas de la post-tension, ce sont les plans définis ci-dessous :

a) Lorsque les armatures de précontrainte du premier cours le plus proche de l'appui fournissent un effort suffisant pour équilibrer la bielle d'effort tranchant, la ligne de rupture la plus probable, pour laquelle la vérification définie en 3.1 doit être faite, est la droite joignant le nu intérieur de l'appui à l'angle avant des corps d'ancrage du premier cours.



b) Lorsque la bielle d'effort tranchant est équilibrée par des armatures de précontrainte disposées selon plusieurs cours, il y a lieu de considérer successivement toutes les lignes de rupture possibles joignant le nu intérieur de l'appui à l'angle inférieur avant des corps d'ancrage de chacun des cours intéressés.



L'étude de l'équilibre des divers coins inférieurs considérés est menée en tenant compte des forces de précontrainte traversant chaque plan de rupture.

La section d'armatures passives à prévoir est la section maximale résultant de ces vérifications successives.

ANNEXE 5

OUVRAGES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS

1. Domaine d'application

La présente annexe a pour objet de rassembler les données relatives au béton de granulats légers, appelé béton léger pour simplifier, permettant l'application du règlement aux ouvrages en béton léger précontraint.

Par opposition, le béton traditionnel désignera le béton réalisé avec des granulats naturels, siliceux, calcaires ou silico-calcaires.

Cette annexe ne s'applique toutefois qu'aux bétons légers pleins, réalisés avec des granulats légers d'argile ou de schiste expansé au four rotatif, et du sable naturel, et dont la résistance à la compression est supérieure à 20 MPa.

Les granulats légers d'argile ou de schiste expansé doivent être des granulats nodulaires de la classe C, conformes aux prescriptions de la norme NF P 18-309. Toutefois, pour des structures courantes, soumises à des contraintes modérées, il peut être admissible d'utiliser des granulats nodulaires de la classe B de cette norme.

2. Caractères du béton léger à introduire dans les calculs

Les caractères de base du béton léger sont, d'une part, sa résistance à la compression à 28 jours et, d'autre part, sa masse volumique sèche. Des valeurs de ces caractères sont déduites les valeurs des caractères suivants :

- la masse volumique ;
- les résistances à la compression aux âges de j jours, différents de 28 ;

- les résistances à la traction à différents âges ;
- le module de déformation longitudinale du béton.

Les autres données nécessaires au calcul concernent les caractères suivants :

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

3. Masse volumique du béton

3.1 MASSE VOLUMIQUE SÈCHE

La masse volumique sèche du béton léger, notée ρ_{bs} , est conventionnellement définie comme la masse volumique du béton léger dans lequel toute l'eau ne servant pas à l'hydratation du ciment se serait évaporée.

Elle est égale à la masse volumique du béton léger frais, notée ρ_{bo} , diminuée de la quantité d'eau évaporable qui est égale à la différence de la quantité d'eau totale entrant dans la fabrication du béton, notée E_t , et de la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment, évaluée à 0,25 litre par kilogramme de ciment :

$$\rho_{bs} = \rho_{bo} - [E_t - 0,25.C]$$

où ρ_{bs} , ρ_{bo} et E_t sont exprimées en tonnes par mètre cube (t/m^3).

3.2 MASSE VOLUMIQUE DE CALCUL

Dans les cas courants, la masse volumique de calcul du béton léger, notée ρ_{bc} , et servant à évaluer le poids propre des éléments de la structure, est donnée par la formule conventionnelle :

$$\rho_{bc} = \rho_{bs} + 0,150$$

dans laquelle ρ_{bc} et ρ_{bs} sont exprimées en tonnes par mètre cube (t/m^3).

Une précision plus grande est nécessaire lorsque la proportion des armatures est particulièrement faible ou forte, ou lorsque les conditions de conservation de l'ouvrage conduisent à une teneur en eau qui s'écarte largement de la valeur de 50 litres par mètre cube de béton, qui est couramment admise. On peut alors évaluer la masse volumique de calcul du béton léger au moyen de la formule :

$$\rho_{bc} = (\rho_{bs} + \tau) (1 - \omega) + 7,85 \omega$$

où τ représente la teneur en eau du béton léger dans les conditions de conservation de l'ouvrage, exprimée en tonnes par mètre cube, et ω la proportion d'armatures, actives et passives, rapport du volume d'acier au volume de béton.

3.3 ÉVALUATION DE LA QUANTITÉ D'EAU CONTENUE DANS LE BÉTON LÉGER

Lorsqu'on ne dispose pas de résultats expérimentaux correspondant aux conditions exactes de l'ouvrage, on peut évaluer la teneur en eau du béton léger au moyen des règles suivantes :

- Dans le cas d'une conservation en eau, on peut prendre :

$$\tau = \rho_{bo} - \rho_{bs} + 0,040.$$

- Dans le cas d'une conservation à l'air, on peut admettre que la teneur en eau du béton léger, au temps t , peut être estimée par l'expression :

$$\tau = (\rho_{bo} - \rho_{bs}) \left[1 - \left(1,25 - \frac{1}{1,85 - \frac{\rho_h}{100}} \right) \left(1 + \frac{4}{2 + r_m} \right) \frac{2\sqrt{t}}{2\sqrt{t} + r_m} \right]$$

où t est le temps écoulé à partir du bétonnage, exprimé en jours, ρ_h l'humidité relative de l'atmosphère ambiante, exprimée en pourcentage, et r_m le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

4. Résistance à la compression du béton léger

4.1 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION À 28 JOURS

La résistance caractéristique requise à la compression à 28 jours du béton léger, notée f_{c28} , est définie de la même façon que celle du béton traditionnel. Elle dépend de la résistance spécifique des granulats légers utilisés, et, de façon générale, dépend beaucoup de la masse volumique du béton léger. Elle est d'autant plus faible que la masse volumique du béton léger est faible.

En choisissant un ciment de classe appropriée, en utilisant des granulats légers résistants et un sable naturel convenable, et en étudiant rationnellement la composition granulométrique du béton léger, on peut adopter une valeur de la résistance caractéristique à 28 jours, exprimée en MPa, donnée par la formule :

$$f_{c28} = 30 + 50 (\rho_{bs} - 1,70)$$

lorsque la masse volumique sèche du béton léger, exprimée en t/m^3 , est comprise entre 1,50 et 1,75.

On peut noter que, si la production des granulats légers utilisés est homogène, et si la fabrication du béton est soignée, le béton léger est nettement plus régulier que le béton traditionnel.

4.2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION À DES ÂGES DIFFÉRENTS DE 28 JOURS

Dans les cas courants, on peut évaluer la résistance à la compression, notée f_{cj} , du béton léger à l'âge de j jours à partir de la résistance caractéristique à 28 jours, au moyen des formules suivantes :

$$\begin{aligned} f_{cj} &= [0,680 \log (2j + 1)] f_{c28} && \text{si } 1 \leq j < 7 \\ f_{cj} &= [0,519 + 0,332 \log (j)] f_{c28} && \text{si } 7 \leq j < 28 \\ f_{cj} &= f_{c28} && \text{si } j \geq 28 \end{aligned}$$

log désignant le logarithme décimal.

Dans le cas où le béton subit un traitement thermique, ou dans le cas d'emploi de liants spéciaux, il faut se référer à des résultats expérimentaux.

5. Résistance à la traction du béton léger

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

$$f_{tj} = 0,55 + 0,055 f_{cj}$$

dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées en MPa.

6. Déformations longitudinales instantanées

6.1

Dans les cas courants, jusqu'aux états limites de service, on peut admettre pour la loi de comportement du béton léger un modèle linéaire.

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton léger, noté E_{ij} , une valeur conventionnelle donnée par :

$$E_{ij} = 1\,650 \sqrt{\rho_{bs}^3 f_{cj}}$$

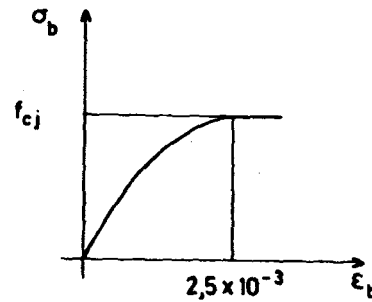
où E_{ij} et f_{cj} sont exprimés en MPa, et ρ_{bs} en t/m^3 .

La microfissuration du béton léger se produisant pour des contraintes supérieures à celles qui produisent la microfissuration du béton traditionnel, le comportement du béton léger est proche de la linéarité dans un domaine plus large, et il n'est pas nécessaire de faire des corrections lorsque les contraintes s'approchent de $0,70 f_{cj}$.

6.2

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

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



Lorsqu'on a besoin d'une évaluation plus précise des déformations comme c'est le cas notamment pour les calculs au second ordre, il est nécessaire d'adopter un diagramme qui respecte :

- la valeur du module de déformation longitudinale tangent à l'origine pour lequel on peut conserver la formule :

$$E_{ij} = 1650 \sqrt{\rho^3 f_{cj}}$$

- la valeur de la déformation au pic de contrainte, notée ϵ_{bo} , que l'on peut évaluer par la formule :

$$\epsilon_{bo} = 0,82 \cdot 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

La formule de Sargin est applicable :

$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) + (k' - 1) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2}{1 + (k - 2) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right) + k' \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bo}} \right)^2}$$

où le coefficient k est donné par:

$$k = \frac{E_{ij} \epsilon_{bo}}{f_{cj}}$$

et où le coefficient k' destiné à ajuster l'allure du début de la branche descendante peut être pris égal à zéro.

7. Déformations différées

Les déformations différées du béton léger, de retrait et de fluage, peuvent être traitées de la même façon que celles du béton traditionnel.

7.1 RETRAIT

7.1.1

A défaut de résultats expérimentaux, le retrait final du béton léger ε_r est donné :

- soit par les valeurs forfaitaires suivantes :

4,5.10⁻⁴ dans le quart sud-est de la France

3 .10⁻⁴ dans le reste de la France.

- soit, lorsqu'on recherche une plus grande précision, par l'expression :

$$\varepsilon_r = k_s \varepsilon_0.$$

Le coefficient k_s , qui garde la même signification que dans le cas du béton traditionnel, est évalué par la formule :

$$k_s = \frac{1}{1 + 20 \rho_s}$$

Le coefficient ε_0 dépend des conditions ambiantes et des dimensions de la pièce. On prend dans l'eau :

$$\varepsilon_0 = - 90.10^{-6}$$

et dans l'air :

$$\varepsilon_0 = (100 - \rho_h) \left(9 + \frac{120}{10 + 3 r_m} \right) 10^{-6}$$

où ρ_h est l'hygrométrie ambiante moyenne, exprimée en pour cent, et r_m le rayon moyen de la pièce, exprimé en centimètres.

7.1,2

On peut évaluer la loi d'évolution du retrait du béton léger au moyen de l'expression :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m + E_a \left[\frac{\rho_h - 50}{25} + k \right]}$$

où t est l'âge du béton exprimé en jours, r_m le rayon moyen de la pièce exprimé en centimètres, E_a la quantité d'eau absorbée par les granulats légers, exprimée en litres par mètre cube, et ρ_h l'hygrométrie ambiante moyenne exprimée en pourcentage. Le coefficient k est donné par

• 0 si $r_m \leq 4$ cm.

• $\frac{r_m - 4}{r_m}$ si $r_m > 4$ cm.

7.2 FLUAGE

7.2,1

A défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de fluage du béton léger, K_{fl} , est pris égal :

- soit, dans les cas courants, à une valeur forfaitaire de 1,
- soit, lorsqu'une plus grande précision est recherchée, à une valeur donnée par la formule :

$$K_{fl} = k_s [k_e + k_c k(t_1)]$$

Les coefficients k_s , k_e , k_c et $k(t_1)$ gardent la même signification que dans le cas du béton traditionnel.

Le coefficient k_s garde la même valeur que pour le retrait. Le coefficient k_e doit être pris égal à 0,20. Le coefficient k_c est évalué par l'expression :

$$k_c = \frac{120 - \rho_h}{50} + \frac{2}{5} \frac{100 - \rho_h}{20 + r_m}$$

où ρ_h est l'hygrométrie ambiante, exprimée en pour cent, et r_m le rayon moyen exprimé en centimètres.

Le coefficient $k(t_1)$ est évalué par la même expression que pour le béton traditionnel :

$$k(t_1) = \frac{100}{100 + t_1}$$

7.2.2

On peut évaluer la loi d'évolution du fluage du béton léger au moyen de l'expression :

$$f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + \frac{9\sqrt{t_1}}{2\sqrt{t_1} + 1} \sqrt{r_m}}$$

ANNEXE 6

LES TRAITEMENTS THERMIQUES DES BÉTONS

1. Généralités

L'application d'un traitement thermique * à un béton entraîne des conséquences :

a) sur les valeurs des données, relatives au béton, à prendre en compte dans les calculs (modifications ou compléments au chapitre 2, faisant l'objet de l'article 3, ci-dessous) ;

b) sur l'estimation des pertes de précontrainte (compléments au chapitre 3, faisant l'objet de l'article 4, ci-dessous) :

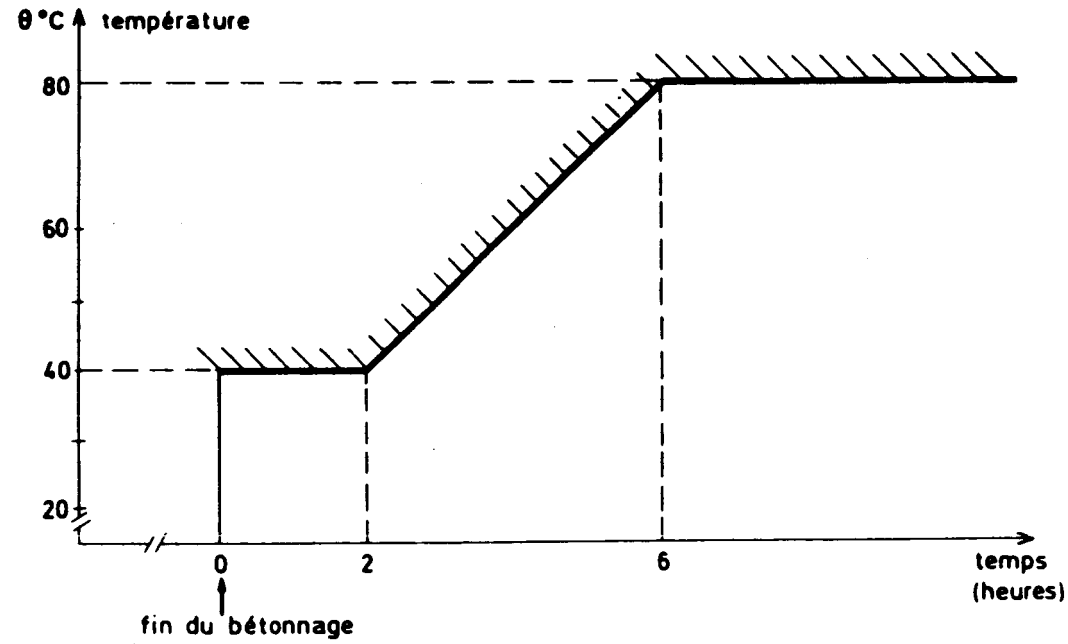
- dans le cas de la précontrainte par post-tension du fait de la modification des données selon a) ;
- dans le cas de la précontrainte par prétension, d'une part, du fait de la modification des données selon a), d'autre part, de la perte par relaxation des armatures de précontrainte accélérée par l'effet de la température et d'une perte spécifique d'origine thermique qui, combinées, provoquent une chute sensible de la tension des armatures avant leur relâchement et donc avant la mise en compression du béton.

* *Un traitement thermique consiste à assujettir le béton, par un procédé quelconque, à des températures différentes de la température ambiante. Il a pour objet principal de conférer au béton des performances mécaniques élevées à court terme en quelques heures.*

2. Domaine d'application

Les prescriptions des paragraphes 3 et 4 ci-dessous sont applicables dans le cas où le traitement thermique, utilisé pour la fabrication de produits non couverts par une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification * respecte les conditions ** suivantes, en tous points du béton *** :

- la température dépasse 40 °C, pendant 6 heures au moins ;
- la température est limitée supérieurement par le diagramme ci-dessous :



* Lorsqu'un produit est couvert par une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification, la décision correspondante précise notamment les données à prendre en compte dans les calculs.

** Ces conditions constituent des critères d'acceptation d'un traitement thermique pour qu'il puisse être admis, a priori, que les données présentées ci-après sont applicables ; elles ne garantissent pas l'absence d'altérations susceptibles de compromettre la durabilité de l'élément.

*** L'attention est attirée sur le fait que les exigences de température doivent être respectées en tous points du béton, ce qui exclut les conditions de durcissement naturelles dans des coffrages non étudiés spécialement pour limiter les déperditions thermiques.

3. Effets d'un traitement thermique respectant les conditions du paragraphe 2 sur les données relatives au béton à prendre en compte dans les calculs

Les caractères à prendre en compte dans les calculs, relatifs au béton traité thermiquement sont ceux qui sont énumérés à l'article 2.1 ; le traitement thermique affecte la valeur de certains d'entre eux conformément aux prescriptions suivantes :

3.1 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION À 28 JOURS

Cette valeur est choisie *a priori* par le projeteur en tenant compte des possibilités locales.

** Pour le choix de cette valeur, en l'absence d'informations fiables sur les performances mécaniques du béton traité dans les conditions envisagées, il peut être considéré que le traitement thermique risque d'entraîner une réduction de 10 % de la valeur caractéristique de la résistance à la compression à 28 jours par rapport à celle du même béton non traité thermiquement. Cette réduction tient compte d'un rapport moyen entre la résistance à 28 jours du béton traité et celle du même béton non traité, d'une part, et de la dispersion plus grande de la résistance du béton traité résultant de la dispersion des températures dans l'élément.*

3.2 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION À UN ÂGE DIFFÉRENT DE 28 JOURS

Les valeurs caractéristiques des résistances à la compression aux âges j différents de 28 jours sont définies conventionnellement par les formules * :

$$f_{cj} = f_{cp} + \frac{f_{c28} - f_{cp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(j - t_p + 1) \text{ si } t_p \leq j < 28$$
$$f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j \geq 28 \text{ quel que soit } t_p$$

dans lesquelles :

\log désigne le logarithme décimal.

f_{cp} désigne la valeur caractéristique, fixée *a priori* ** et bornée supérieurement à f_{c28} , de la résistance à la compression du béton au moment de sa mise en précontrainte.

t_p désigne l'âge du béton, en jours, au moment de la mise en précontrainte.

** La première de ces formules généralise celle qui figure au commentaire **** de l'article 2.1,2.*

*** Les traitements courants conduisent normalement à $f_{cp} > 0,6 f_{c28}$.*

3.3 RÉSISTANCE À LA TRACTION

La valeur caractéristique de la résistance à la traction à l'âge de j jours est conventionnellement définie par la formule de l'article 2.1,3 ($f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$) dans laquelle f_{cj} a la valeur donnée au paragraphe 3.2 ci-dessus.

3.4 MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE

Sous des charges instantanées ou rapidement variables appliquées à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} du béton est estimé selon l'article 2.1,4 complété par l'annexe 1.

3.5 DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DU BÉTON

Il est admis que l'ensemble des prescriptions de l'annexe 1 (retrait et fluage) s'applique sous réserve d'augmenter les âges du béton t_0 , t_1 et t d'une durée conventionnelle équivalente t_{eb} donnée par la formule :

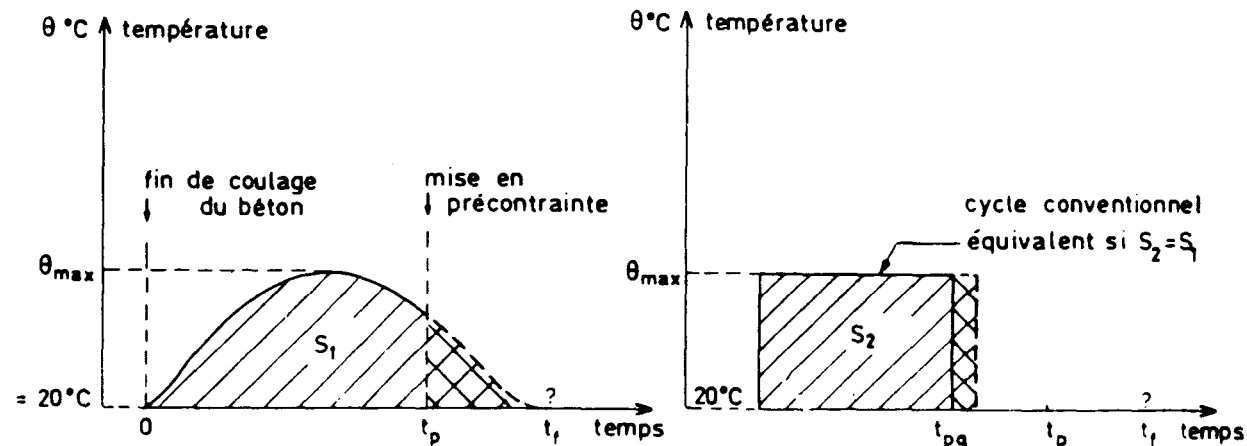
$$t_{eb} = t_{pa} 1,08^{\theta_{max}-20}$$

dans laquelle :

— θ_{max} est la température maximale dans le béton au voisinage des armatures de précontrainte, exprimée en degrés Celsius, subie au cours du cycle de traitement,

— t_{pa} est la durée moyenne conventionnelle du palier isotherme à la température θ_{max} , calculée selon la formule $t_{pa} = \frac{1}{\theta_{max} - 20} \int_0^{t_f} (\theta(t) - 20) dt$ dans laquelle t_f est l'âge du béton lorsqu'il est revenu à la température ambiante*.

* Cette formule revient à considérer le cycle de température simplifié qui est supposé avoir les mêmes effets sur le béton vis-à-vis des déformations différées que le cycle réellement appliqué ; en pratique t_f étant variable avec les conditions ambiantes et donc mal connu, il est loisible de le remplacer par le temps t_p , âge du béton au moment de la mise en précontrainte, ce qui est schématisé, dans le cas de la précontrainte par prétension ($t_p < t_f$ en général) par les croquis ci-dessous :



Par souci de simplification et parce que la température ambiante réelle a peu d'incidence sur la modification des déformations différées consécutives au traitement thermique, la température ambiante est prise égale à 20 ° dans la formule.

Pour un béton traité thermiquement, la déformation relative de retrait est considérée comme nulle pendant le cycle de température du traitement ($t < t_f$)* et se développe ensuite de telle sorte que dans un intervalle de temps (t', t''), elle est égale à :

$$\varepsilon_r(t', t'') = \varepsilon_r[r(t'' + t_{cb}) - r(t' + t_{cb})]$$

où ε_r et $r(t)$ sont données dans l'annexe 1 ; dans ce cas, la déformation totale due au retrait n'est plus ε_r mais $\varepsilon_r [1 - r(t_f + t_{eb})]**$ où, pour la précontrainte par prétension si $t_p < t_f$, il est loisible de prendre $t_f = t_p$ (se reporter au commentaire précédent).

* Des essais ont montré que le retrait d'un béton convenablement traité (pour lequel on a évité les déperditions d'eau) est nul ou négligeable pendant le cycle thermique .

Concernant le fluage, les formules de l'annexe 1 s'appliquent directement en ajoutant aux temps la valeur t_{cb} calculée ci-dessus ;** en particulier la déformation de fluage dans l'intervalle (t_1, t) est prise égale à :

$$\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{ic1} K_{fl}(t_1 + t_{cb}) f(t - t_1).$$

** Au stade de l'avant-projet, lorsque les paramètres du cycle ne sont pas fixés et ne permettent pas le calcul de t_{eb} , il est loisible d'estimer les valeurs des déformations de retrait et de fluage en procédant à leur calcul comme si le béton n'était pas traité, en les réduisant forfaitairement de 25 % pour le retrait et 15 % pour le fluage et en introduisant, pour ce dernier, les mêmes conditions de chargement ultérieures.

3.6 COEFFICIENT DE POISSON ; COEFFICIENT DE DILATATION THERMIQUE

Ces caractères sont considérés comme non affectés par un traitement thermique et, par conséquent, les prescriptions des articles 2.1,6 et 2.1,7 s'appliquent.

4. Effets d'un traitement thermique sur l'estimation des pertes de précontrainte

Dans le cas de la précontrainte par post-tension, un traitement thermique du béton n'a de conséquences, vis-à-vis des pertes de précontrainte, que sur les données relatives au béton à prendre en compte dans les calculs, selon l'article 3 ci-dessus, ces pertes n'intervenant qu'à partir de la mise en précontrainte.

Dans le cas de la précontrainte par prétension, un traitement thermique a, en outre, les effets suivants :

- accélération des pertes par relaxation,
- création d'une perte d'origine thermique intervenant pendant la fabrication de l'élément, avant sa mise en précontrainte.

4.1 PERTES PAR RELAXATION DANS LE CAS D'UN ÉLÉMENT TRAITÉ THERMIQUEMENT ET PRÉCONTRAIT PAR PRÉTENSION

La part de relaxation $\Delta\sigma_{p1}^*$ qui s'effectue avant le relâchement des armatures est estimée par la formule donnée à l'annexe 2, § 3, dans laquelle on ajoute au temps t (en heures) une durée fictive équivalente

$$t_{eb} = t_{pa} 1,14^{\theta} \max^{-20}$$

où :

- θ_{max} est la température maximale en °C, subie au cours du cycle de traitement,
- t_{pa} est la durée conventionnelle en heures du palier isotherme à cette température définie ci-dessus en 3.5.

La tension initiale $\sigma_{pi}(x)$ avant pertes de tension différées, est donc égale à la tension à l'origine σ_{po} diminuée des pertes à la mise en tension (art. 3.4,11), de la relaxation $\Delta\sigma_{p1}$ (calculée ci-dessus), de la perte thermique (calculée ci-dessous en 4.2) et de la perte à la mise en précontrainte (art. 3.4,13).

Pour calculer la part de relaxation $\Delta\sigma_{p2}^{**}$ qui s'effectue après le relâchement des armatures, on appliquera la méthode exposée à l'annexe 2 qui consiste dans ce cas, à :

- calculer la tension $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$,
- calculer le temps t_{eq} qui aurait été nécessaire pour conduire à la perte $\Delta\sigma_{p1}$ sous la tension initiale $\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}$, par application de la formule de l'annexe 2, paragraphe 3, qui s'écrit :

avec

$$\Delta\sigma_{p1} = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t_{eq}}{1000} \right)^{3/4(1-\mu)} . e^{\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} [\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}]$$

avec

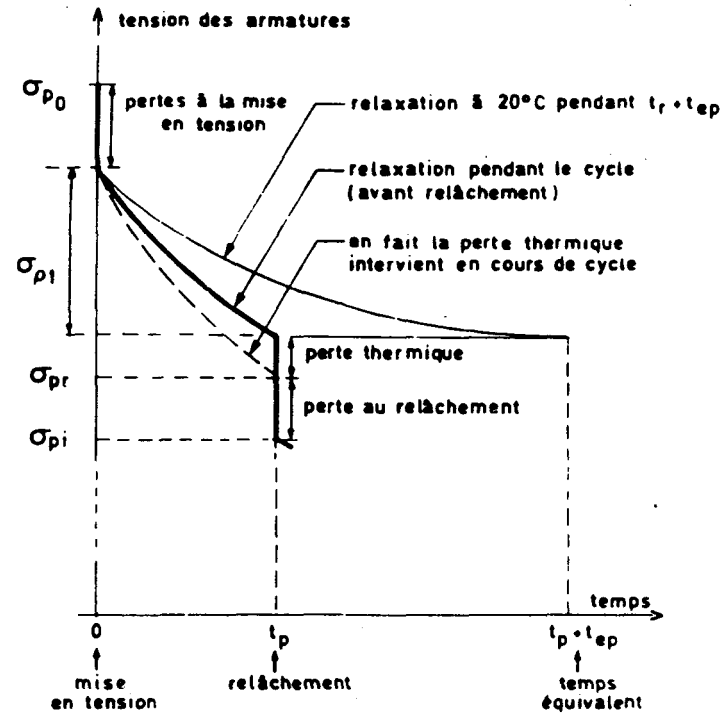
$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}}{f_{prg}}$$

- calculer par application de cette même formule la perte $\Delta\sigma_p$ au temps $t_{eq} + 500\,000$ heures, donnant conventionnellement la perte finale :

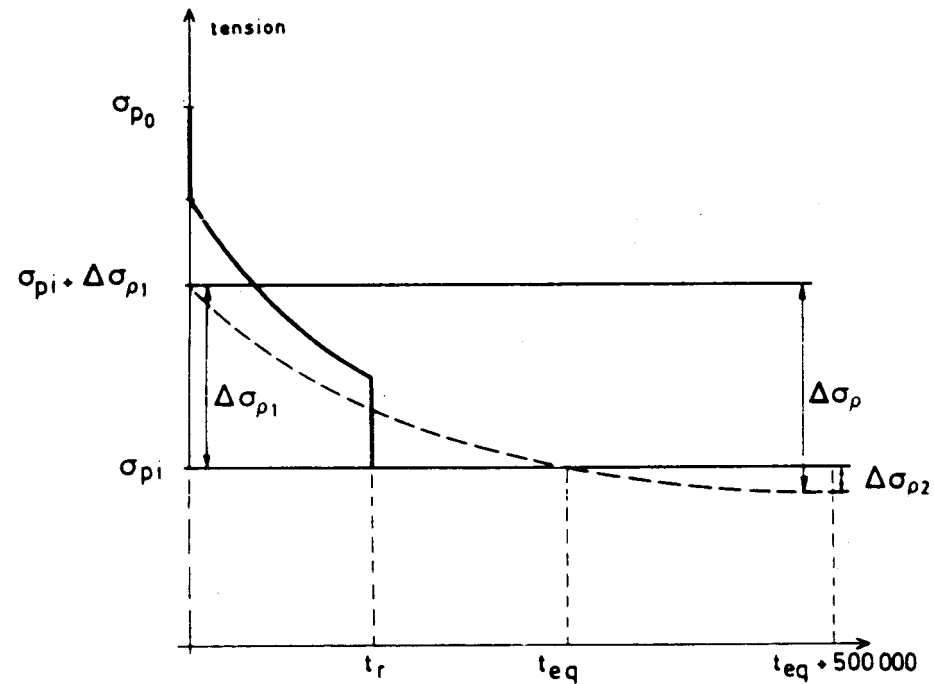
$$\Delta\sigma_p = k_1 \rho_{1000} \left(\frac{t_{eq} + 500\,000}{1000} \right)^{3/4(1-\mu)} . e^{\frac{10\mu - 7,5}{k_2}} [\sigma_{pi}(x) + \Delta\sigma_{p1}]$$

- calculer $\Delta\sigma_{p2} = \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p1}$.

* Calcul de $\Delta\sigma_{p1}$



** Calcul de $\Delta\sigma_{p2}$



*** Comme dans le cas des données relatives au béton, si on ne connaît pas, au stade de l'avant-projet, les paramètres permettant de faire le calcul ci-dessus, on admettra que la perte par relaxation $\Delta\sigma_{p1}$ se produisant au cours du cycle est égale à 75 % de la perte totale $\Delta\sigma_p$ par relaxation des armatures soumises à la même tension initiale et, non chauffées, et que la perte par relaxation $\Delta\sigma_{p2}$ est égale à $\Delta\sigma_p - \Delta\sigma_{p1}$.

4.2 PERTE D'ORIGINE THERMIQUE DANS LE CAS D'UN ÉLÉMENT TRAITÉ THERMIQUEMENT ET PRÉCONTRAIT PAR PRÉTENSION

Cette perte* notée $\Delta\sigma_{\theta \max}$, est calculée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\theta \max} = E_p \alpha_b (\theta_{\max} - \theta_0) (1 - \lambda)$$

où :

E_p et α_b sont respectivement le module d'élasticité des armatures de précontrainte et le coefficient de dilatation thermique du béton (articles 2.2,5 et 2.1,7).

θ_0 et θ_{\max} sont respectivement les températures initiale (à la mise en tension des armatures) et maximale subies par les armatures de précontrainte.

λ est un coefficient dont la valeur, en l'absence de résultats expérimentaux probants** est prise égale à 0,10***.

* Cette perte se produit en deux phases au cours de la montée en température :

- La première est induite par la dilatation du béton non adhérent à des armatures assujetties à la longueur fixe du banc, donc à tension décroissante lorsque la température augmente.
- La seconde résulte de la dilatation du béton gênée par les armatures adhérentes.

** Ceux-ci seront fournis notamment dans le cas de produits bénéficiant d'une procédure de contrôle interne approuvée par un organisme officiel de contrôle ou de certification.

La valeur de λ ne pourra être prise supérieure à 0,5.

*** La valeur 0,10 est choisie de manière à obtenir une valeur probable de la perte dans le cas des traitements les plus défavorables.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 7

PRÉCONTRAÎTE EXTÉRIEURE AU BÉTON

1. Généralités

Dans différents ouvrages, les câbles de précontrainte ne sont plus intérieurs au béton mais extérieurs. Selon les cas, le recours à la précontrainte extérieure est total ou partiel.

Cette solution offre un certain nombre d'avantages : facilité de bétonnage, de réglage des gaines, d'enfilage, possibilité (moyennant dispositions adéquates) de remplacement des câbles.

Les indications qui suivent ne s'appliquent pas aux ouvrages haubanés.

2. Conception générale

2.1 REMPLACEMENT DES CÂBLES

Dans la mesure où le recours à des câbles extérieurs le permet pour un supplément de coût modéré, il y a lieu de prendre systématiquement toutes dispositions rendant possible leur remplacement. D'une façon générale, l'accès à tous les ancrages correspondant doit être prévu, ainsi que les dégagements nécessaires à la mise en place des dispositifs de détension.

Par ailleurs, il importe que la conception du câblage tienne compte des conditions de remplacement d'un câble, l'ouvrage devant respecter les conditions réglementaires vis-à-vis des états limites de service, à vide, dans l'hypothèse où un câble est détendu pour être changé.

2.2 PROBLÈMES VIBRATOIRES

Pour éviter aux câbles des vibrations excessives qui pourraient être à l'origine de phénomènes de fatigue, il convient de limiter leurs longueurs libres.

Si les déviateurs sont très espacés, il faut intercaler, pour tenir les câbles, des dispositifs légers ne reprenant en principe aucun effort, mais capables de bloquer les vibrations.

La plus grande longueur libre d'un câble de précontrainte ne devrait pas dépasser la dizaine de mètres. En cas de doute, il faut calculer la période de vibration fondamentale des câbles, en supposant qu'il y a un nœud de vibration au droit de chaque attache. Cela conduit à assimiler la distance libre du câble à la demi-longueur d'onde (variation de π de l'argument de la vibration sinusoïdale). Et il faut vérifier que cette période, et celles des harmoniques principales, ne correspondent pas aux principales périodes propres du tablier, et en est suffisamment éloignée.

2.3 PROBLÈMES DE SÉCURITÉ IMMÉDIATE

L'utilisation de câbles extérieurs nus, aussi bien à titre provisoire qu'à titre définitif, est interdite, sauf s'il est prévu des dispositifs de maintien capables de reprendre un effort transversal au moins égal à 5 % de la force de tension et dont l'espacement n'excède pas trois mètres.

3. Justifications de calcul

3.1 TENSION À L'ORIGINE

La tension à l'origine σ_{po} des câbles extérieurs est, en premier lieu, soumise aux mêmes limitations que celle des câbles de précontrainte intérieurs au béton (voir article 3.2 du présent règlement).

Elle est, par ailleurs, plafonnée de telle façon qu'une opération de détension n'entraîne pas un dépassement supérieur à $0,05 f_{prg}$ des valeurs de l'article 3.2.

3.2 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES CONTRAINTES NORMALES

Le comportement des ouvrages à câbles extérieurs est différent de celui des ouvrages à câbles intérieurs au béton injectés au coulis de ciment.

Dans le cas des ouvrages à câbles intérieurs, injectés au coulis de ciment, le coulis assure une liaison entre le câble et le béton, si bien que la variation de déformation de l'acier de précontrainte est égale à celle du béton situé au même niveau. Il se produit donc une surtension favorable des aciers de précontrainte, qui participent ainsi à la résistance de l'ouvrage, non seulement par leur tension permanente, mais aussi par leur surtension.

Les câbles extérieurs au béton ne peuvent recevoir que des surtensions plus faibles. En effet, l'allongement de l'acier de précontrainte est le même tout le long du câble, ou du moins entre deux points d'attache successifs (ancrage ou déviateur) si les cassures angulaires sont suffisamment importantes pour que les frottements bloquent les déplacements du câble. Si les points d'attache du câble sur le béton sont assez rapprochés pour que le câble soit obligé de suivre les déplacements de la structure dans sa déformation, l'allongement du câble est sensiblement égal à la valeur moyenne de la déformation du béton au niveau du câble entre les deux points d'attache.

Si les points d'attache sont très espacés, le câble reste rectiligne entre les points d'attache, et, pour de grandes déformations (états limites ultimes), son allongement est plus faible que la valeur moyenne de la déformation du béton au niveau du câble.

En attendant que des études plus poussées permettent de mieux apprécier le comportement réel des ouvrages à précontrainte extérieure, il y a donc lieu, pour l'instant, de négliger toute surtension des câbles extérieurs au béton et de faire les justifications tant vis-à-vis des états limites de service que vis-à-vis des états limites ultimes en considérant qu'ils introduisent, dans chaque section, des sollicitations constantes définies par leur tension caractéristique ou probable.

Pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes de résistance, il convient de limiter les déformations des structures à câbles extérieurs au béton, compte tenu du fait que les variations d'allongement des câbles peuvent être notablement plus faibles que celles du béton. C'est donc l'allongement du béton sur les fibres extrêmes qu'il faut plafonner à 10×10^{-3} .

Enfin, l'action des câbles extérieurs est à prendre en compte avec $\gamma_p = 1,35$ si cette valeur est plus défavorable que $\gamma_p = 1$ pour les justifications vis-à-vis des états limites de stabilité de forme dans la mesure où aucune liaison n'est prévue avec le béton si ce n'est au niveau des ancrages.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 8

RÈGLES TRANSITOIRES RELATIVES A LA DÉFINITION DES VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS ET DES COMBINAISONS D' ACTIONS DANS LES CAS COURANTS

En attendant la publication de règlements ou normes de charges établis en cohérence avec les principes des Directives Communes de 1979 relatives au calcul des constructions (circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979), notamment le fascicule 61 du CCTG, titre III, section II, Charges climatiques, et titre II, Charges routières, les présentes règles définissent, dans les cas courants :

- A) les valeurs représentatives, au sens des Directives Communes susvisées, des actions permanentes, des charges d'exploitation et des charges climatiques, ainsi que les actions accidentelles sur les appuis des ponts,
- B) les combinaisons d'actions pour la vérification des états limites ultimes de résistance et des états limites de service dans le domaine des pont routes et des bâtiments.

Dans les cas courants n'interviennent que les actions mentionnées dans la présente annexe.

A) VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS

1. Actions permanentes

1.1

Les actions permanentes autres que la précontrainte sont habituellement les suivantes :

- le poids propre des éléments de la construction,

- le poids des équipements fixes,
- les poids, poussées et pressions des solides et des liquides, lorsque leurs intensités sont pratiquement constantes dans le temps,
- les déformations permanentes imposées,
- les efforts de montage.

1.2

Pour la plupart de ces actions, la valeur représentative est une valeur nominale unique, calculée à partir des dessins du projet et des masses volumiques moyennes des matériaux.

Pour le poids propre des éléments de la construction, la masse volumique est prise égale à 7,85 tonnes par m³ pour l'acier et à 2,5 tonnes par m³ pour le béton armé ou précontraint, sauf circonstances spéciales *.

** Ces circonstances spéciales peuvent être : l'utilisation de granulats de forte ou de faible densité (cf. annexe 5 : granulats légers) ou de proportion d'armatures particulièrement forte ou faible.*

1.3

Cependant, lorsqu'une action permanente est susceptible de présenter des écarts sensibles par rapport à sa valeur la plus probable *, il convient d'en tenir compte en introduisant dans les calculs des valeurs caractéristiques respectivement maximale et minimale.

** Les différents cas ou circonstances correspondants sont analysés dans l'article 4.1 des D.C. 79 auquel il y a lieu de se reporter.*

1.4 ACTIONS DUES À LA PRÉCONTRAINTÉ

Les valeurs représentatives des actions dues à la précontrainte et leurs conditions d'application sont précisées à l'article 4.1,3.

2. Actions variables

2.1

Les actions variables sont habituellement les suivantes :

- les charges d'exploitation correspondant à l'utilisation prévue de la construction,
- le vent,
- la neige,

- la température climatique (variations uniformes et gradients thermiques),
- les poids, poussées et pressions de solides et des liquides, lorsque leurs intensités varient dans le temps,
- les charges non permanentes appliquées en cours d'exécution.

Les valeurs caractéristiques de ces charges sont définies dans les paragraphes 2.2 à 2.7 ci-après.

Les autres valeurs représentatives :

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

sont déterminées à l'aide des tableaux des coefficients et des indications figurant en 2.8.

2.2 CHARGES D'EXPLOITATION DES PONTS-ROUTES

A partir des valeurs nominales définies dans le titre II du fascicule 61 du CPC (arrêté ministériel du 28-12-71) les valeurs représentatives assimilables aux valeurs caractéristiques des D.C. 79 sont déterminées comme suit :

2.2,1 VIS-À-VIS DES ÉTATS LIMITES ULTIMES DE RÉSISTANCE (ELU)

- pour les charges sur chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les remblais, 1,07 fois la valeur nominale (articles 4, 5, 6, 7, 8 du titre II du fascicule 61),
- pour les charges sur trottoirs et passerelles piétons, les charges sur les garde-corps, 1,07 fois la valeur nominale (articles 4, 5, 6, 7, 8 du titre II du fascicule 61),
- pour les charges militaires et les charges exceptionnelles, la valeur nominale (articles 9 et 10).

2.2,2 VIS-À-VIS DES ÉTATS LIMITES DE SERVICE (ELS)

- pour les charges sur chaussées et leurs effets annexes, les charges sur les remblais, 1,2 fois la valeur nominale,
- pour les charges sur trottoirs et les passerelles piétons, les charges sur les garde-corps, la valeur nominale,
- pour les charges militaires et les charges exceptionnelles, la valeur nominale.

2.3 CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS

Les valeurs nominales des charges d'exploitation définies dans la norme NF P 06-001 sont à considérer comme des valeurs caractéristiques au sens des D.C. 79 sauf indication contraire du marché.

2.4 ACTIONS DU VENT

Les dispositions des paragraphes 2.4,1 à 2.4,3 ci-après ne s'appliquent pas aux ponts.

2.4,1 VIS-À-VIS DES ÉTATS LIMITES ULTIMES DE RÉSISTANCE (ELU)

En règle générale, la valeur caractéristique W_k de l'action du vent est réputée égale à 1,2 fois la « charge normale » des règles NV 65 révisées. Il est précisé que la « charge normale » est la valeur calculée en appliquant l'ensemble des dispositions relatives aux pressions dynamiques du vent et aux coefficients d'ajustement de l'action du vent liés à la construction et à sa position et en utilisant la pression dynamique de base normale définie à l'article III.1.2 des Règles NV 65.

2.4,2 VIS-À-VIS DES ÉTATS LIMITES DE SERVICE (ELS)

En règle générale, la valeur représentative introduite dans les calculs est la « charge normale » des Règles NV révisées. Il est de plus possible de réduire cette valeur pour des états limites particuliers autres que ceux mettant en cause la durabilité des constructions.

Ces états limites particuliers peuvent être liés à des restrictions à l'exploitation, des questions d'aspect, de confort...

2.4,3 ACTIONS DU VENT EN SITUATION D'EXÉCUTION

En situation d'exécution, les valeurs représentatives introduites dans les calculs sont celles respectivement définies en 2.4,1 et 2.4,2.

Toutefois, lorsque les conditions locales et notamment la durée de la phase de chantier considérée et les conditions météorologiques le permettent, il est loisible d'adopter des valeurs différentes.

2.4,4 ACTIONS DU VENT SUR LES PONTS-ROUTES

En règle générale, la valeur caractéristique W_k de l'action du vent sur les ponts est réputée respectivement égale aux valeurs nominales données à l'article 14 du titre II du fascicule 61 du CPC.

2.5 ACTIONS DE LA NEIGE

Les dispositions du présent paragraphe ne s'appliquent pas aux ponts.

La valeur caractéristique de la charge de neige est fixée par le fascicule n° 61, titre IV, section II (dit règles N 84) du CCTG, de même que les situations de compatibilité des actions de la neige et du vent.

2.6 ACTIONS DE LA TEMPÉRATURE CLIMATIQUE

2.6,1 VARIATIONS UNIFORMES DE LA TEMPÉRATURE

A défaut de justifications plus précises, pour les constructions exposées à l'air libre et situées en zone de climat assez proche du climat moyen de la France métropolitaine, les valeurs caractéristiques T_k des actions de la température sont prises égales à celles correspondant à des variations globales de + 30 °C et - 40 °C. Ces variations concernent la température ambiante dont la valeur initiale est supposée comprise entre 5 et 15 °C environ. Il convient de fixer les valeurs subies par la structure compte tenu de l'inertie thermique des pièces et de leur isolation éventuelle.

Dans le cas, pour certaines constructions, où il est nécessaire de tenir compte de la rapidité des variations de la température, on considère généralement que les déformations dues à la température comportent :

- une partie rapidement variable correspondant à des variations de ± 10 °C,
- une partie lentement variable complémentaire.

Les sollicitations correspondantes sont calculées en introduisant des modules de déformation longitudinale appropriés à la durée d'application des actions considérées et notamment pour les ouvrages en béton, le module E_i pour la partie rapidement variable, et E_v pour la partie lentement variable.

2.6,2 GRADIENTS THERMIQUES

Dans le cas, pour certaines constructions, où il est nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique et à défaut de textes réglementaires, le marché précise les valeurs représentatives des actions correspondantes et des modalités de leur prise en compte.

2.7 CHARGES NON PERMANENTES APPLIQUÉES EN COURS D'EXÉCUTION

Les valeurs représentatives de ces actions sont déterminées en appliquant les dispositions de l'article 4.2,3 des Directives Communes de 1979.

2.8 AUTRES VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS VARIABLES

2.8,1 PONTS-ROUTES

Les coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 relatifs aux différentes actions variables sont les suivants :

NATURE DES CHARGES	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Charges d'exploitation des ponts (1) :			
— 1 ^{re} classe } — 2 ^e classe } selon le titre II du fascicule 61. — 3 ^e classe }	0 (2)	0,6 0,4 (3) 0,2	0
Vent : en exploitation en exécution	0 1	0,2 —	0 —
Température (variations uniformes)	0,6	0,5	0
Gradient thermique	0,5	0,5	0
Charges d'exécution aléatoires	1	—	—
<p>(1) Il s'agit uniquement des charges d'exploitation sans caractère particulier Q_r.</p> <p>(2) La valeur $\psi_0 = 0$ est valable dans les cas courants. Dans certains cas, notamment lorsque la température est considérée comme action de base, il convient de prendre une valeur non nulle (ex. : cas d'un arc surbaissé).</p> <p>(3) Les valeurs de ces coefficients ne sont valables que pour les charges réparties. Pour les convois militaires ou exceptionnels, $\psi_1 = 0$.</p>			

2.8,2 BÂTIMENTS

2.8,21 CHARGES D'EXPLOITATION

Les valeurs des coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 relatifs aux charges d'exploitation sont fixées par l'annexe à la norme NF P 06-001.

2.8,22 AUTRES ACTIONS VARIABLES

Les coefficients ψ_0 , ψ_1 et ψ_2 relatifs aux autres actions variables sont les suivants :

NATURE DES CHARGES	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vent	0,77	0,2	0
Neige : Altitude < 500 m	0,77	0,15	0
Altitude > 500 m	0,77	0,30	0,1
Température (variations uniformes)	0,6	0,5	0

3. Actions accidentelles sur les appuis des ponts

3.1 ACTIONS DUES AUX CHOCS DE BATEAUX

Il s'agit de chocs de bateaux (chalands et convois poussés) sur des appuis de ponts implantés dans le cours d'une voie d'eau navigable.

Les règles forfaitaires suivantes peuvent être appliquées :

Le choc éventuel d'un bateau sur un appui est assimilé à l'action d'une force horizontale appliquée au niveau des plus hautes eaux navigables ; il est admis que cette force peut être (à titre de simplification), soit parallèle au sens du courant (choc frontal), soit perpendiculaire à celui-ci (choc latéral). Les valeurs représentatives à introduire sont les suivantes * :

- sur les voies à grand gabarit (catégorie A des voies navigables)
10 MN pour les chocs frontaux,
2 MN pour les chocs latéraux.
- sur les voies à petit gabarit (catégorie B)
1,2 MN pour les chocs frontaux,
0,24 MN pour les chocs latéraux.

** Toutefois, les valeurs ci-dessus ne sont applicables qu'en l'absence de systèmes protecteurs distincts de l'appui considéré, tels que ducs-d'Albe ; le recours à de telles solutions est souvent utile.*

3.2 ACTIONS DUES AUX CHOCS DE VÉHICULES ROUTIERS

A défaut d'estimation plus précise basée sur une analyse du risque (cf. par exemple : dossier pilote PP 73 du SETRA), les règles forfaitaires suivantes peuvent être appliquées :

Le choc éventuel d'un véhicule sur une pile de pont est assimilé à une force horizontale appliquée à 1,50 mètre au-dessus du niveau de la chaussée ; il est admis que cette force est (à titre de simplification) soit frontale, soit latérale (parallèle ou perpendiculaire au sens de la circulation).

Les valeurs représentatives à introduire sont précisées dans le tableau suivant qui tient compte de la vitesse susceptible d'être pratiquée par les poids lourds.

Vitesse estimée des poids lourds de 15 à 19 tonnes (en km/h)	Valeur du choc frontal (kN)	Valeur du choc latéral (kN)
90	1 000	500
75	800	400
60	500	250

B) COMBINAISONS D' ACTIONS

Les dispositions des paragraphes 4 et 5 ci-après concernent la vérification de certains états limites ultimes de résistance et des états limites de service dans les cas courants. Pour la vérification des autres états limites, il y a lieu de se reporter :

- pour les combinaisons accidentelles aux dispositions de l'article 4.5,2 du présent fascicule du CCTG,
- pour les états limites d'équilibre statique aux dispositions de l'article 4.7 du présent fascicule du CCTG et à l'article 6 des D.C. 79,
- pour les états limites de stabilité de forme aux dispositions de l'article 6.4 du présent fascicule du CCTG,
- pour les états limites de fatigue aux dispositions de l'article 6.5 du présent fascicule du CCTG,

étant précisé que les règles de combinaison des actions variables peuvent être conservées pour la vérification de la stabilité de forme et à défaut d'indications particulières dans le marché, pour la vérification de l'équilibre statique.

Il est rappelé que *toutes* les combinaisons mentionnées dans les paragraphes 4 et 5 ci-après n'ont pas à être considérées simultanément. Pour un ouvrage donné, seules sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives (article 5.1 des D.C. 79). En particulier, dans les tableaux des paragraphes 4 et 5 ci-après, l'indication « ou » pour certaines actions marque l'intérêt d'un choix à effectuer en ce sens.

Les actions sont introduites dans les calculs avec les valeurs définies en partie A de la présente annexe,

4. Ponts-routes

4.1 EN SITUATION D'EXÉCUTION

4.1,1 LES ACTIONS À CONSIDÉRER HABITUELLEMENT SONT :

P : précontrainte,

G : charges permanentes comprenant notamment le poids propre et le poids des équipements,

Q_{prc} : charges d'exécution connues (en grandeur et position),

Q_{pra} : charges d'exécution aléatoires,

W : vent (en situation d'exécution),

$\Delta\theta$: gradient thermique, dans les cas où le marché le prescrit,

étant précisé que :

- les actions permanentes de poids propre sont considérées comme une action unique ; on ne les fractionne pas selon le sens des sollicitations qu'elles produisent par rapport au sens des sollicitations correspondant aux actions variables,
- les charges d'exécution aléatoires sont le plus souvent utilisées pour la vérification d'états limites spécifiques qui font appel à des combinaisons spécifiques qui ne sont pas traitées dans le présent texte. Il en est ainsi pour la justification de l'équilibre des fléaux des ponts construits en encorbellement.

4.1.2 LES COMBINAISONS D'ACTIONS À CONSIDÉRER SONT LES SUIVANTES :

a) pour la vérification des états limites ultimes de résistance (ELU)

Précontrainte P	Actions permanentes ou assimilées $1,35 G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base $1,5 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma 1,3 \psi_{oi} Q_{ik}$
$P_m (1)$	$1,35 G$ ou G + $1,35 Q_{prc}$ ou Q_{prc}	$1,5 Q_{pra}$	0 ou $1,3 W$
		$1,5 W$	0 ou $1,3 Q_{pra}$
(1) Dans le cas où l'action de la précontrainte est défavorable, la valeur de calcul à introduire peut être $1,35 P_m$ conformément aux dispositions de l'article 4.5,1 du présent fascicule du CCTG.			

b) Pour la vérification des états limites de service (ELS)

Seules sont à considérer les combinaisons rares :

Précontrainte P	Actions permanentes ou assimilées $G_{max} + G_{min}$	Actions variables	
		de base Q_{1k}	d'accompagnement $\sum \psi_{oi} Q_{ik}$
P_d	G + Q_{prc}	Q_{pra}	0 ou W
		W	0 ou Q_{pra}
		$\Delta \theta$	0 ou Q_{pra}

4.2 EN SITUATION D'EXPLOITATION

4.2,1

Outre les actions P et G mentionnées en 3.1,1, les actions à considérer sont habituellement :

Q_r : charges d'exploitation sans caractère particulier,

Q_{rp} : charges d'exploitation de caractère particulier

$\Delta \theta$: gradient thermique, dans les cas où le marché le prescrit,

W : vent,

étant précisé que :

- Q_r concerne les systèmes de charges A et B et leurs effets annexes, les charges sur trottoirs, le groupement éventuel de ces charges dans Q_r étant effectué selon les prescriptions du titre II du fascicule 61 du CPC,
- Q_{rp} concerne les charges militaires et les charges exceptionnelles.

4.2,2

Les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

a) Pour la vérification des états limites de résistance (ELU)

Précontrainte P	Actions permanentes $1,35 G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
		de base $1,5 Q_{1k}$ ou $1,35 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma 1,3 \psi_{oi} Q_{ik}$
$P_m(2)$	$1,35 G$ ou G	$1,5 Q_r$	0
		$1,35 Q_{rp}(1)$	0
		$1,5 W$	0
<p>(1) Pour les convois exceptionnels, il est rappelé que la présente annexe ne traite que des convois types définis dans le titre II du fascicule 61. Pour les autres convois exceptionnels, convois types ou convois réels définis dans le marché, les valeurs représentatives à prendre en compte (ou les valeurs de calculs) font l'objet de règles particulières tenant compte des conditions de circulation de ces convois (déséquilibre de charges, tolérances de positionnement du colis...).</p> <p>(2) Dans le cas où l'action de la précontrainte est défavorable, la valeur de calcul à introduire peut être $1,35 P_m$ conformément aux dispositions de l'article 4.5,1 du présent fascicule du CCTG</p>			

b) Pour la vérification des états limites de services (ELS)

Combinaisons rares.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
		de base Q_{1k}	d'accompagnement $\Sigma \psi_{oi} Q_{ik}$
P_d	G	Q_r	0 ou $0,5 \Delta\theta$
		$Q_{rp}(1)$	0
		$\Delta\theta$	0
		W	0
(1) Même remarque que ci-dessus pour les convois exceptionnels.			

Combinaisons fréquentes.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
		de base $\psi_1 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
P_d	G	$0,6 Q_r(1)$	0
		$0,5 \Delta\theta$	0
(1) $0,6 Q_r$ est relatif aux ponts de 1 ^{re} classe (selon le titre II du fascicule 61); pour les ponts de 2 ^e classe, prendre $0,4 Q_r$ et pour les ponts de 3 ^e classe, $0,2 Q_r$.			

Combinaisons quasi permanentes.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables $\sum \psi_{2i} Q_{ik}$
P_d	G	0

5. Bâtiments

5.1 EN SITUATION D'EXÉCUTION

Pour les actions et les combinaisons d'actions à considérer, il est loisible de se reporter aux dispositions mentionnées dans le § 4.1 pour les ponts-routes.

5.2 EN SITUATION D'EXPLOITATION

5.2,1

Les actions à considérer sont habituellement :

- P : précontrainte,
 - G : charges permanentes comprenant notamment le poids propre et le poids des équipements,
 - Q_o : charges d'exploitation,
 - W : vent,
 - S : neige,
 - T : température (variations uniformes),
- étant précisé que :

- les actions permanentes de poids propre sont considérées comme une action unique ; on ne les fractionne pas selon le sens des sollicitations qu'elles produisent par rapport au sens des sollicitations correspondant aux actions variables,
- les règles de compatibilité de la neige et du vent sont définies au § 2.5,2 de la présente annexe,
- en général, les effets de la température ne sont pas à prendre en compte pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes,
- dans certains cas, le marché peut prescrire la prise en compte d'un gradient thermique (valeur et conditions de prise en compte). C'est le cas, par exemple, des couvertures avec isolation en sous-face.

5.2,2

Les combinaisons d'actions à considérer sont habituellement les suivantes :

a) Pour la vérification des états limites de résistance (ELU)

Précontrainte P	Actions permanentes $1,35 G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables		
		de base $1,5 Q_{1k}$	d'accompagnement $\Sigma 1,3 \psi_{oi} Q_{ik}$	
$P_m(1)$	1,35 G ou G	1,5 Q_o	0 ou W ou S ou W + S	0 ou 0,8 T
		1,5 W	0 ou $1,3 \psi_o Q_o$ ou S ou $1,3 \psi_o Q_o + S$	0 ou 0,8 T
		1,5 S	0 ou $1,3 \psi_o Q_o$ ou W ou $1,3 \psi_o Q_o + W$	0 ou 0,8 T
<p>(1) Dans le cas où l'action de la précontrainte est défavorable, la valeur de calcul à introduire peut être $1,35 P_m$ conformément aux dispositions de l'article 4.5,1 du présent fascicule du CCTG</p>				

Autres remarques :

- l'action variable de base est choisie de telle manière que les sollicitations et leurs combinaisons soient les plus défavorables pour la section ou l'élément que l'on vérifie. En particulier lorsque la vérification ne fait pas intervenir de sollicitations composées, l'action de base est celle qui provoquerait, si elle était seule, la sollicitation la plus défavorable ;
- pour les charges d'exploitation, les valeurs de ψ_o sont définies dans l'annexe à la norme NF P 06-001 ;
- dans certains cas où la température est considérée comme action de base, la valeur de calcul à introduire est $1,35 T$;
- les combinaisons faisant intervenir la neige et le vent dépendent des règles de compatibilité rappelées ci-dessus. Par ailleurs, pour les toitures, elles sont rarement défavorables, les sollicitations dues au vent étant, en général de sens contraire à celles dues à la neige ;
- pour les halles équipées de ponts roulants, les actions variables de base et d'accompagnement sont déterminées en tenant compte des conditions de service simultanées des ponts roulants.

b) Pour la vérification des états limites de service (ELS)

Combinaisons rares.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
		de base Q_{1k}	d'accompagnement $\sum \psi_{oi} Q_{ik}$
P_d	G	Q	0 ou 0,77 W ou 0,77 S
		W	0 ou $\psi_o Q_o$
		S	0 ou $\psi_o Q_o$

Nota important :

Les combinaisons à considérer dépendent de la définition des états limites de service.

En général, ce sont celles où n'interviennent que les actions de base. Il en est ainsi pour les états limites de déformation.

Les effets des variations dimensionnelles, notamment sous l'action de la température, sont en principe à envisager dans les états limites de service. Ils peuvent, dans certains cas, être négligés en fonction notamment de la longueur libre de dilatation et du matériau constitutif de l'élément considéré, et sous réserve de respecter certaines dispositions constructives (distance entre joints, flexibilité des appuis,...).

Lorsque l'action de la température est prise en compte, les valeurs de calcul à introduire sont :

- T : s'il s'agit d'une action de base ;
- 0,6 T : s'il s'agit d'une action d'accompagnement.

Autres remarques :

- pour les charges d'exploitation Q_o les valeurs de ψ_o sont définies dans le tableau du paragraphe 2.8,22,
- dans les cas où il y aurait lieu de tenir compte simultanément des actions de la neige et du vent, les remarques formulées ci-dessus en a) s'appliquent,
- pour les halles équipées de ponts roulants, les déformations sont vérifiées en appliquant les conditions de service fixées par la norme NF P22-615.

Combinaisons fréquentes.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables	
		de base $\psi_1 Q_{ik}$	d'accompagnement $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
P_d	G	$\psi_1 Q_0$	0
		0,2 W	0 ou $\psi_2 Q_0$
		0,3 S (1)	0 ou $\psi_2 Q_0$
(1) La valeur 0,30 correspond à une altitude supérieure à 500 m ; si l'altitude est inférieure à 500 m, prendre 0,15 S (cf. tableau du 2.8,22).			

- même remarque que ci-dessus pour l'action de la température ; lorsqu'elle est considérée comme action de base, la valeur de calcul à introduire est 0,5 T ;
- pour les charges d'exploitation, les valeurs de ψ_1 et ψ_2 sont définies dans l'annexe à la norme NF P 06-001.

Combinaisons quasi permanentes.

Précontrainte P	Actions permanentes $G_{\max} + G_{\min}$	Actions variables $\Sigma \psi_{2i} Q_{ik}$
P_d	G	0
		$\psi_2 Q_0$

- même remarque que ci-dessus pour les valeurs de $\psi_2 Q$.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 9

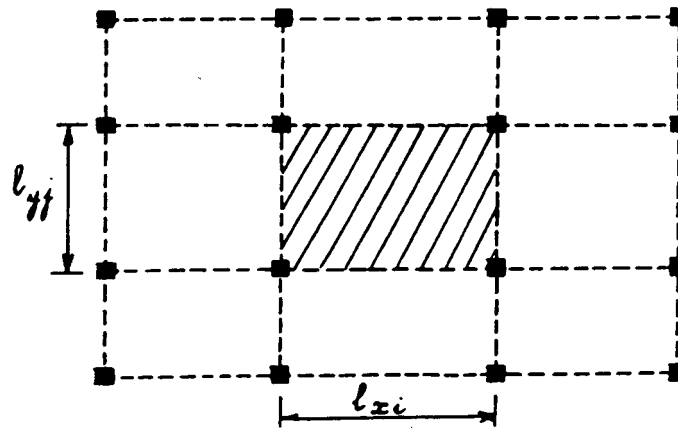
DALLES DE BÂTIMENT PRÉCONTRAINTES PAR POST-TENSION

1. Domaine d'application

Les structures concernées sont des dalles de bâtiment de toute nature reposant sur des files de poteaux, sur des poutres ou sur des murs. Elles peuvent se prolonger en porte à faux au-delà des appuis de rive. Elles sont précontraintes par post-tension dans une ou deux directions. Dans le premier cas, les règles BAEL sont applicables dans la direction non précontrainte.

Les règles simplifiées de la présente annexe ne sont utilisables sans adaptation que dans les cas définis ci-après :

a) Dalles supportées par des poteaux formant une trame régulière au sens suivant: les traces des axes verticaux des poteaux sur la face supérieure de la dalle sont les points d'intersection de deux séries de droites orthogonales (de directions respectives X et Y) divisant le plan en panneaux rectangulaires de dimensions l_{xi} et l_{yj} . Selon que les poteaux sont pourvus ou non de chapiteaux, les planchers correspondants sont dits « planchers champignons » ou « planchers dalles ».



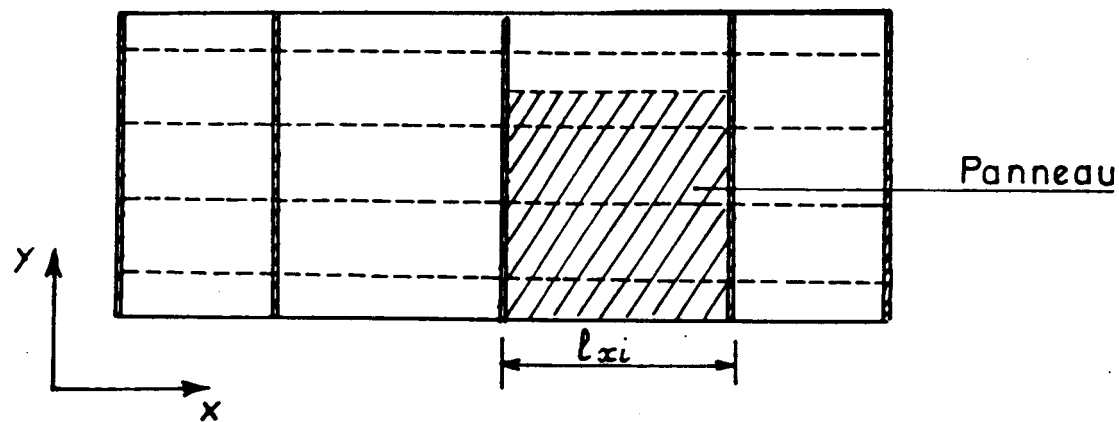
b) Dalles portées par des appuis linéaires parallèles entre eux (de direction Y). Ces appuis peuvent être des murs ou des poutres à condition qu'elles soient suffisamment rigides. On considère qu'il en est ainsi lorsqu'elles satisfont aux conditions suivantes :

poutres à âmes minces	$\frac{h}{l_y} \geq \frac{1}{12}$ si elles sont en béton armé $\frac{h}{l_y} \geq \frac{1}{15}$ si elles sont en béton précontraint
poutres à âmes épaisses $\left(\frac{b}{l_x} \geq \frac{1}{4}\right)$	$\frac{h}{l_y} \geq \frac{1}{30}$

Dans ce tableau, on désigne par :

- l_y la portée (dans la direction Y) des dites poutres,
- h leur hauteur,
- b l'épaisseur de leur âme.

Ces lignes d'appui rigides définissent pour la dalle une succession de n travées de portées l_{xi} dans la direction X.



De façon conventionnelle, sur une travée de portée ℓ_{xi} , on appelle panneau un rectangle de dimensions $\ell_{xi} \times \ell_{xi}$ et de position arbitraire dans la direction Y.

c) Dalles nervurées sur appuis linéaires parallèles entre eux (de direction Y).

C'est l'extension de la configuration précédente b) au cas où la dalle est renforcée par des nervures de direction X (perpendiculaires aux lignes d'appui).

Un panneau se définit conventionnellement comme en b).

Dans les configuration a), b), c) précédemment définies, les charges d'exploitation ne sont pas limitées en valeur absolue. Néanmoins, elles ne doivent pas dépasser 2,5 fois l'ensemble des charges permanentes. Ce sont des charges essentiellement réparties. Toutefois, des charges localisées peuvent être appliquées sans justification complémentaire, sauf au poinçonnement (voir 5.2,2) si, sur chaque panneau, la somme de leurs valeurs n'excède pas le dixième de la charge totale maximale prise en compte sur le panneau en cause. Dans ces conditions, lesdites charges localisées peuvent être assimilées à des charges uniformément réparties selon les modalités précisées en 3.3 de la présente annexe.

2. Actions et combinaisons d'actions

2.1 VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS

Les valeurs représentatives des actions sont définies en annexe 8 des présentes règles, étant précisé que :

- la précontrainte n'est prise en compte que par sa seule valeur probable,
- il est loisible de négliger les tassements différentiels d'appuis tant que la dénivellation prévisible entre éléments porteurs ne dépasse pas 1/500 de la distance entre ces éléments,
- les variations globales de température ne sont pas à considérer pour le calcul des dalles proprement dites sous réserve qu'elles reposent sur des appuis normalement flexibles et que la distance entre joints n'excède pas :
 - 25 m dans les régions sèches et à forte opposition de température,
 - 50 m dans les régions humides et tempérées.

2.2 COMBINAISONS D' ACTIONS

Les combinaisons d'actions sont définies en annexe 8 du présent règlement. Compte tenu des spécificités des structures ici considérées, ne sont prises en compte, pour les justifications vis-à-vis des états limites de service en situation d'exploitation que :

- les combinaisons rares,
- une combinaison dite pseudo-permanente.

Cette dernière est définie par :

G + Q'_o

où Q'_o représente une charge uniformément répartie sur toute la surface du plancher de densité :

$$q_o = \begin{cases} 0 & \text{si } q_o \leq 5 \text{ kN/m}^2 \\ 5 \text{ kN/m}^2 & \text{si } q_o > 5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

q_o désignant la valeur unitaire de référence de la charge d'exploitation définie par la norme NF-P 06.001.

Il est précisé que la combinaison pseudo-permanente inclut le cas où la charge Q'_o n'est pas appliquée.

3. Calcul des sollicitations

A côté de méthodes élaborées permettant, sous réserve d'une modélisation adéquate, une analyse fine des sollicitations, les méthodes simplifiées définies ci-après sont utilisables dans le domaine strict d'application précisé en 1.

3.1 CAS DES PLANCHERS DALLES OU DES PLANCHERS CHAMPIGNONS (configuration a de 1)

Dans chaque sens porteur, on assimile la structure à un portique composé de montants verticaux constitués par les poteaux et de traverses constituées par les « bandes générales » de dalles associées à ces derniers.

La largeur d des « bandes générales » est égale :

- pour un portique intermédiaire, à la somme des demi-largeurs des panneaux adjacents (largeurs mesurées entre axes des éléments porteurs) ;
- pour un portique de rive, à la somme de la demi-largeur du panneau adjacent et de la largeur de la partie de dalle située au-delà de l'axe des poteaux de rive, y compris les porte-à-faux éventuels.

Les calculs de résistance sont effectués comme si le plan médian des traverses du portique était confondu avec le plan contenant les axes verticaux de ses montants.

Les sollicitations de chaque portique sont déterminées au moyen des méthodes classiques de la Résistance des Matériaux, les déformations dues aux efforts normaux et aux efforts tranchants pouvant être négligées.

On compte :

- la portée des traverses entre les axes de leurs appuis ;
- la hauteur des montants entre faces supérieures des planchers consécutifs (à partir du dessus des semelles de fondation pour le niveau inférieur).

Les flexions dans les deux sens porteurs sont étudiées indépendamment l'une de l'autre et cela en prenant en compte chaque fois la totalité des charges permanentes et des charges d'exploitation correspondant au cas de charge considéré.

3.2 CAS DE DALLES (SIMPLES OU NERVURÉES) SUR APPUIS LINÉAIRES (configurations b et c de 1)

Les lignes d'appui étant supposées parallèles à Y, on considère des bandes générales de dalle (éventuellement nervurée) de direction X dont la largeur d (dans la direction Y) est égale à la moyenne des portées l_{xi} des n travées :

$$d = \frac{\sum l_{xi}}{n}$$

Ces bandes générales, de position arbitraire dans la direction Y, sont supposées soumises à une flexion cylindrique dans la direction X. Chacune de ces bandes générales forme, avec la partie située à son aplomb des murs porteurs dont elle est solidaire, un portique. Les autres lignes d'appui éventuelles (poutres porteuses notamment) sont considérées comme lignes d'appui simple.

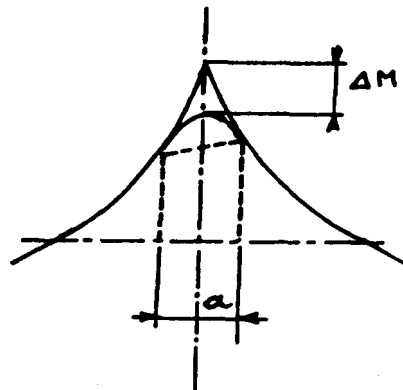
Les définitions des portées des traverses et des hauteurs des montants sont les mêmes qu'en 3.1.

Les sollicitations dans les portiques sont déterminées au moyen des méthodes habituelles de la Résistance des Matériaux.

Toutefois, dans l'axe d'un mur d'épaisseur a dont la dalle est solidaire, la courbe des moments fléchissants extérieurs peut être écrêtée de :

$$\Delta M = \frac{Va}{4}$$

où V représente la valeur moyenne des efforts tranchants extérieurs immédiatement à droite et à gauche de l'appui correspondant.



3.3 PRISE EN COMPTE DES CHARGES LOCALISÉES

Dans la mesure où elles satisfont aux conditions énoncées en 1, les charges localisées Q appliquées à une bande de largeur d sur une travée de portée ℓ peuvent être assimilées à une charge uniformément répartie dans la travée en cause, sur le rectangle de dimension $d \times \ell$, de densité :

$$q = \frac{2Q}{d \times \ell}$$

3.4 POSSIBILITÉ DE NÉGLIGER LES EFFETS DE PORTIQUE

Lorsque les supports des dalles (poteaux ou murs) sont normalement flexibles dans la direction étudiée, il est loisible, pour le calcul d'une bande générale de dalle (mais pas de ses appuis), de négliger les effets de portique et d'assimiler la bande en question à une poutre continue sur appuis simples.

Dans ces conditions, on peut faire abstraction des effets de la température, du retrait et, sous réserve que la contrainte moyenne de compression du béton ne dépasse pas 3 MPa, des raccourcissements élastiques et différés dus à la précontrainte tant que la distance entre joints reste inférieure à :

- 25 m dans les régions sèches et à forte opposition de température,
- 50 m dans les régions humides et tempérées.

A l'inverse, lorsque la dalle est solidarisée à plusieurs appuis de rigidité importante, les effets de portique doivent être pris en compte.

3.5 CALCUL DES EFFETS DE LA PRÉCONTRAINTÉ

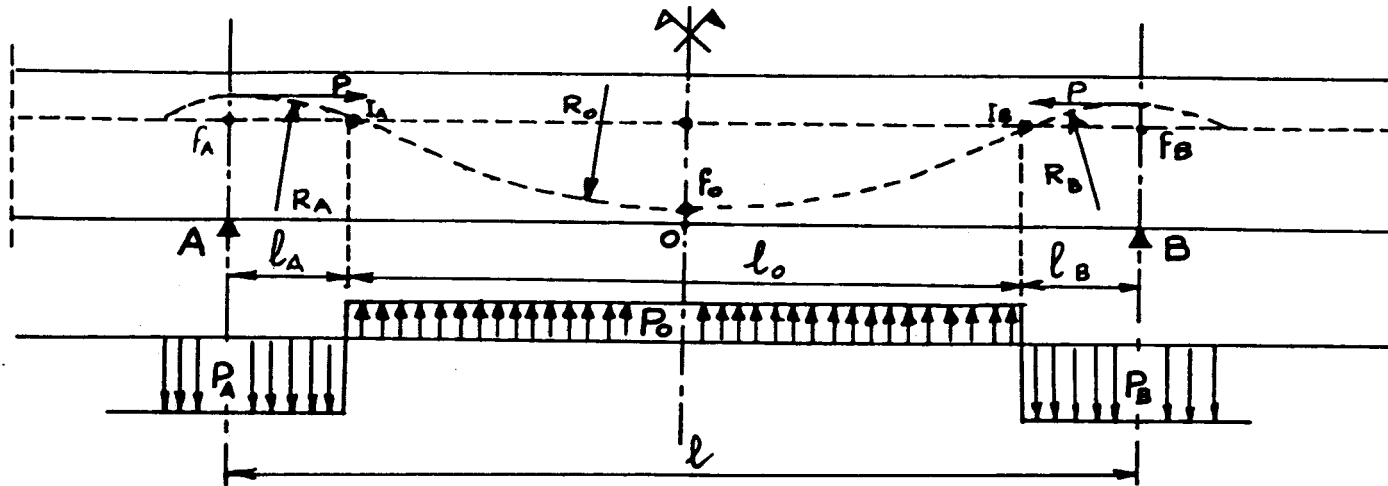
Il est commode, pour ce type de structure, d'appliquer la méthode directe qui consiste à remplacer chaque câble par l'ensemble des forces physiques qu'il exerce sur le béton :

- forces concentrées sous ancrages ;
- forces réparties radiales centripètes d'intensité P_m/r , r étant le rayon de courbure du tracé ;
- forces réparties tangentielles d'intensité dP_m/ds , ds représentant l'abscisse curviligne le long du tracé.

Souvent, il est acceptable de considérer comme :

- constante la tension d'un câble tout au long d'une travée (ce qui revient à concentrer les forces tangentielles précédemment évoquées au droit des appuis) ;
- verticales les forces réparties radiales.

Dans une travée courante, en supposant le tracé des câbles constitué de trois arcs de parabole tangents deux à deux en I_A et I_B , les forces à prendre en compte sont alors schématisées sur la figure qui suit :



$$\text{avec : } p_A = \frac{P_m}{r_A} = \frac{2f_A P_m}{l_A^2} ; p_B = \frac{P_m}{r_B} = \frac{2f_B P_m}{l_B^2} ; p_0 = \frac{P_m}{r_0} = \frac{8f_0 P_m}{l_0^2}$$

P_m représentant la valeur moyenne de la force de précontrainte probable sur la travée.

4. Justifications sous sollicitations normales

Elles comportent :

- aussi bien vis-à-vis des états limites de service que vis-à-vis des états limites ultimes, des vérifications globales concernant les bandes générales précédemment définies en 3.1 et 3.2 ;
- vis-à-vis des états limites ultimes, et uniquement pour les planchers dalles et les planchers champignons (configuration a de 1), des vérifications locales complémentaires au niveau de « bandes réduites d'appui » définies en 4.3 ci-après.

4.1 VÉRIFICATIONS GLOBALES VIS-À-VIS DES ELS

Ces vérifications sont conduites selon les principes suivants :

- a) Les contraintes sont supposées uniformes sur toute la largeur d de la bande.

b) Aussi bien en situation d'exploitation qu'en situation d'exécution après application de la précontrainte, les contraintes sont évaluées à partir des caractéristiques mécaniques des sections non fissurées tant que les tractions dans le béton ne dépassent pas $1,5 f_{tj}$. Il est alors loisible de ne se référer qu'aux sections brutes.

Si la limite de $1,5 f_{tj}$ est dépassée, le calcul est mené à partir des caractéristiques des sections fissurées. Dans cette hypothèse, les contraintes limites sont celles de l'article 6.1,24 des présentes règles, étant précisé que les combinaisons fréquentes ne sont pas à considérer et que les exigences sous combinaisons quasi permanentes s'appliquent à la combinaison pseudo-permanente définie en 2.2 ci-dessus.

Les contraintes de compression du béton sont, dans tous les cas, bornées aux valeurs précisées dans l'article 6.1,21 du présent règlement.

c) En situation d'exécution, avant application de la précontrainte, les contraintes de traction du béton, calculées à partir des caractéristiques des sections non fissurées, sont limitées à $1,5 f_{tj}$.

En outre, les vérifications en section fissurée prévues par l'article A.4.5 des règles du BAEL sont effectuées en considérant la fissuration comme préjudiciable. Il est admis toutefois que des sections puissent ne pas comporter d'armatures si les deux conditions suivantes y sont satisfaites :

- les contraintes de traction du béton calculées à partir des caractéristiques non fissurées ne dépassent pas $0,5 f_{tj}$;
- les justifications vis-à-vis des états limites ultimes n'exigent pas d'aciers passifs.

4.2 VÉRIFICATIONS GLOBALES VIS-À-VIS DES ELU

Ces vérifications sont effectuées selon les prescriptions de l'article 6.3 des présentes règles.

Il est possible de tenir compte d'une certaine adaptation de la structure à condition de vérifier, entre les moments développés par les charges extérieures, la relation :

$$M_t + \frac{M_w + M_c}{2} \geq 1,10 M_o$$

M_t représentant le moment en travée,

M_w et M_c les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite,

M_o le moment au milieu de la travée supposée indépendante et soumise aux mêmes charges.

Lorsque les armatures de précontraintes ne sont pas adhérentes, il est possible de prendre en compte à leur niveau une surtension :

- soit forfaitaire de 100 MPa (et ce, sans justification particulière) ;
- soit plus importante, mais en tout état de cause bornée à 150 MPa, sous réserve de la justifier à partir de la déformation d'ensemble de la bande de dalle considérée.

4.3 VÉRIFICATION LOCALE VIS-À-VIS DES ELU

Dans le cas des planchers dalles et des planchers champignons (configuration a de 1), on associe à chaque bande générale de dalle, de largeur d (voir 3.1 ci-dessus), une « bande réduite d'appui » centrée sur la file d'appuis concernée. A proximité d'un appui de largeur b , cette bande réduite d'appui présente une largeur d_r , mais ne sont considérées comme participant à sa résistance que les armatures actives et passives situées à une distance inférieure à $d_a/2$ de son axe.

h étant l'épaisseur de la dalle, on prend :

$$d_a = b + 3h$$

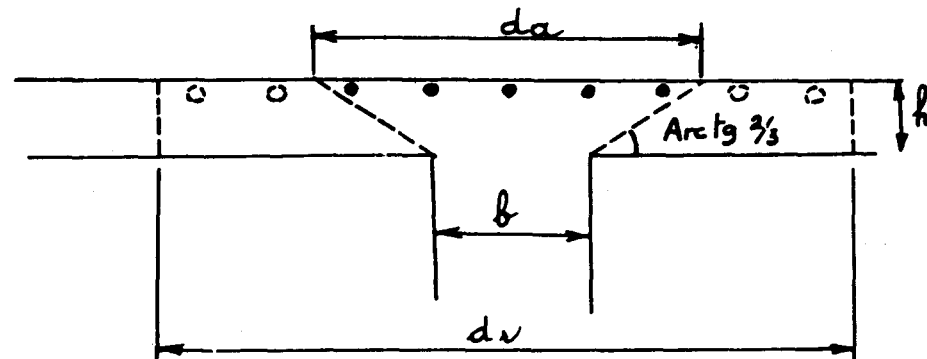
Si l'on désigne par G la charge permanente et par Q la charge maximale d'exploitation appliquées à la bande générale considérée et si l'on pose :

$$\alpha = \frac{d_a}{d} \times \frac{G + 4Q}{G + Q}$$

on admet, par ailleurs :

$$d_r = \min \left\{ d_a + \frac{d}{10} ; \alpha d \right\},$$

d_r étant limitée à d_a lorsque le poinçonnement impose la présence d'armatures d'effort tranchant (voir 5.2,3 ci-après).



N_u et M_u représentant les composantes des sollicitations de calcul (incluant les effets de $\gamma_p P_m$ selon les formulations de l'article 4.5 des présentes règles) prises en compte au niveau des sections d'appui de la bande générale (en vue des justifications globales visées en 4.2 ci-dessus), les composantes des sollicitations à considérer (pour les justifications locales) dans les sections homologues de la bande réduite d'appui sont :

$$N'_u = \frac{d_r}{d} N_u ; M'_u = \alpha M_u$$

Pour l'évaluation des sollicitations résistantes, seules sont comptées, en ce qui concerne les armatures de précontrainte situées sur la largeur d_a , les éventuelles variations de tension qui les affectent.

5. Justifications des sollicitations tangentes

5.1 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES ELS

Elles ne sont nécessaires que pour les nervures dans la configuration c de 1.

Les vérifications à effectuer sont alors celles de l'article 7.2 des présentes règles.

5.2 JUSTIFICATIONS VIS-À-VIS DES ELU

5.2,1 EFFORTS TRANCHANTS RÉDUITS D'ENSEMBLE

Ils ne sont à considérer que dans la configuration b définie en 1 ci-dessus. Leur valeur, tout au long d'une bande générale, de largeur d, considérée comme une poutre sollicitée en chaque section par un effort tranchant $V_{\text{réd. u tot}}$ est :

$$V_{\text{réd. u}} = \frac{V_{\text{réd. u tot}}}{d}$$

5.2,2 EFFORTS TRANCHANTS RÉDUITS DE POINÇONNEMENT

Quelle que soit la configuration de la dalle, ils sont à prendre en compte :

- dans toutes les zones soumises à des charges localisées ;
- pour les planchers dalles ou les planchers champignons, dans les zones d'appui.

Ils sont calculés selon les modalités de l'article 9.6,2 des présentes règles du BPEL.

L'attention est attirée sur le fait que les efforts tranchants réduits de poinçonnement $V_{\text{réd. u}}$ et les contraintes de cisaillement qui s'en déduisent ne représentent que des valeurs moyennes le long d'un contour. Lorsque les travées sont très différentes ou que la dalle est précontrainte dans une seule direction, on peut avoir sur certaines facettes des concentrations de contraintes (voir commentaire* de l'article 9.6,2).

5.2,3 JUSTIFICATION DES ARMATURES D'EFFORT TRANCHANT

Conformément à l'article 9.6,41 des présentes règles, aucune armature d'effort tranchant n'est requise dans les zones où les conditions suivantes sont satisfaites :

- la pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur h;
- la contrainte tangente définie par $\tau_{\text{réd. u}} = 1,5 \frac{V_{\text{réd. u}}}{h}$ est au plus égale à :

$$\frac{0,09 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Ailleurs, la section ω_1 de ces armatures supposées verticales par unité de surface de la dalle est dimensionnée par :

$$\omega_1 \frac{f_c}{\gamma_s} \geq \tau_{\text{réd. u}} - \frac{f_{tj}}{2}$$

Dans les zones en cause, l'espacement entre rangées d'étriers est limité à l'épaisseur h de la dalle.

5.2,4 JUSTIFICATION DU BÉTON

Là où des armatures verticales d'effort tranchant sont nécessaires, la contrainte $\tau_{\text{réd. u}}$ doit satisfaire à :

$$\tau_{\text{réd. u}} \leq \rho \frac{0,85 f_{cj}}{3\gamma_b} \times \sin 2\beta_u$$

avec :

$$\rho = \frac{10 h}{3} \text{ si } 0,15 \text{ m} \leq h < 0,30 \text{ m}$$

$$\rho = 1 \quad \text{si } h \geq 0,30 \text{ m}$$

l'épaisseur h de la dalle étant exprimée en mètres.

6. Ferrailage minimum

6.1 ARMATURES DES ZONES TENDUES

Des armatures passives parallèles au feuillet moyen de la dalle doivent être disposées dans toutes les zones où le béton est tendu, en situation d'exploitation, sous sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service. Ces armatures sont placées au voisinage des parois soumises à traction. Dans chaque direction, leur section représente au moins trois pour mille de l'aire du béton tendu calculée sur la section droite non fissurée correspondante.

L'espacement desdites armatures est limité à 25 cm.

L'attention est attirée sur le fait que l'intensité de la précontrainte adoptée conditionne l'étendue des zones de béton en traction et qu'un calcul précis doit être fait pour délimiter ces zones. Sauf éventuellement dans le cas visé en 6.2 ci-après, aucune armature n'est imposée là où les sections demeurent entièrement comprimées.

6.2 RÈGLE PARTICULIÈRE SUR APPUIS PONCTUELS

Dans la configuration a de 1, on appelle zone d'appui un rectangle ayant comme dimension dans chaque direction celle du poteau augmentée, de part et d'autre, du dixième de la portée de la travée adjacente.

Dans cette zone, le ferrailage disposé en face supérieure doit présenter, dans chaque direction, une section par unité de longueur au moins égale à $2 h/1000$, h étant l'épaisseur de la dalle.

7. Utilisation de prédalles

L'épaisseur des prédalles est limitée à 40 % de l'épaisseur totale de la dalle (prédalle incluse).

Ces prédalles ne peuvent être considérées comme participant à la résistance dans une direction donnée que si :

- elles sont rendues mécaniquement continues dans la direction en question ;
- elles sont cousues à la dalle par des armatures passives, à moins que les planchers correspondants ne supportent aucune charge lourde susceptible de produire des chocs répétés (circulation de chariots à bandages pleins, notamment) et que les contraintes de cisaillement sous sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes ne dépassent pas 0,35 MPa (l'avis technique relatif au produit en cause peut, le cas échéant, préciser une limite différente).

Les armatures de couture sont à calculer par les règles du CPT Planchers, titre 2.

Il convient de vérifier l'efficacité de l'ancrage de ces coutures dans les prédalles.

Dans le cas de prédalles considérées comme coffrages perdus, l'attention est attirée sur le fait que la précontrainte peut, malgré tout, se diffuser partiellement dans lesdites prédalles et donc n'avoir qu'un effet réduit sur la partie résistante de la dalle.

8. Dispositions constructives

8.1 NATURE DES UNITÉS DE PRÉCONTRAINTÉ

Les unités de précontrainte peuvent être constituées :

- d'armatures nues groupées dans des conduits circulaires ou plats qui sont injectés après mise en tension (le plus souvent au moyen d'un coulis de ciment) ;

- de torons gainés-protégés mis en place tels quels dans les coffrages.

En cas d'utilisation de conduits plats, leur grand axe transversal doit rester parallèle au feuillet moyen de la dalle.

8.2 POSITION ET ENROBAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Les règles qui suivent ne s'appliquent qu'aux dalles à proprement parler et non pas aux nervures ou aux poutres qui les supportent, lesquelles restent soumises aux prescriptions de l'article 10.2 du présent règlement.

Dans le cas d'unités sous conduit, tout groupement de conduits est interdit.

Dans le cas d'unités constituées de torons gainés-protégés, il est admis de grouper horizontalement les torons en question par paquets de quatre au maximum.

L'espacement entre conduits isolés ou paquets de torons doit être au moins égal à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 2 cm,
- la plus grande dimension transversale des conduits ou paquets en cause.

L'enrobage de tout conduit ou paquets de torons est au moins égal à :

- 2 cm,
- sa plus petite dimension transversale.

Cet enrobage est augmenté, en tant que de besoin, pour satisfaire aux conditions de sécurité au feu.

8.3 TRACÉ DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

8.3,1 RÉPARTITION DES UNITÉS

Dans la configuration a de 1, toute disposition permettant de satisfaire aux exigences de 4,3 ci-dessus est acceptable. Il en résulte qu'une répartition admissible peut aller d'une distribution uniforme à une concentration sur les lignes d'appuis.

Pour assurer une efficacité maximale de la précontrainte vis-à-vis des charges uniformes, il est toutefois conseillé d'augmenter la concentration des armatures sur une largeur de l'ordre de 0,20 fois la portée de chaque côté de la ligne d'appuis lorsque la dalle est précontrainte dans les deux directions. Cette disposition est particulièrement recommandable si la fissuration sur appui est préjudiciable (c'est en particulier le cas lorsqu'elle influe sur le comportement du revêtement de sol).

Les possibilités de croisement des unités ainsi que les singularités de la structure (présence de trémies, par exemple) conditionnent également la distribution des unités qui doit être adaptée à chaque cas particulier.

8.3,2 RAYON DE COURBURE

Sauf sujétion particulière, les tracés en plan des armatures de précontrainte sont rectilignes.

Dans les zones où les monotorons gainés-protégés sont groupés en paquets horizontaux, toute courbure en plan de l'ensemble du paquet est interdite.

Les rayons de courbure doivent être supérieurs aux valeurs données par le tableau qui suit :

Constitution des unités	Rayons de courbure minimaux
Monotorons gainés-protégés	<ul style="list-style-type: none">• 1 m, en partie courante, dans le plan vertical.• 1 m, en partie courante, dans le plan horizontal, sous réserve que les monotorons soient isolés.• 0,25 m dans les zones de bouclage faisant office d'ancrages morts.
Armatures sous conduits	100 fois la dimension transversale du conduit dans le plan de courbure.

8.3,3 TOLÉRANCES D'IMPLANTATION

En raison de la sensibilité des structures minces aux imprécisions de réalisation, la présente annexe suppose que la tolérance sur la position, dans le sens vertical, du centre de gravité des armatures de précontrainte est de ± 5 mm.

8.4 ZONES D'ANCRAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

Il convient d'éviter d'implanter les ancrages dans les zones où des infiltrations d'eau sont à craindre. A défaut, il est impératif de les en isoler par une étanchéité efficace.

Lorsqu'on utilise des torons gainés-protégés, il faut assurer la continuité de la protection par produit souple jusqu'aux ancrages.

Toutes précautions utiles sont à prendre pour limiter à 2° d'éventuels défauts de perpendicularité des armatures aux plaques d'ancrage.

8.5 ARMATURES PASSIVES

En dehors des armatures passives calculées ou fixées forfaitairement selon les dispositions de la présente annexe, des armatures de renfort peuvent être nécessaires, notamment :

- à proximité des ancrages des armatures de précontrainte ;
- dans les zones où se produisent des poussées au vide.

8.5,1 ZONES D'ANCRAGE DES ARMATURES DE PRÉCONTRAINTE

Lorsque les ancrages sont répartis le long des rives de la dalle, un chaînage continu des bords correspondants est à mettre en place.

Dans les zones de concentration des ancrages et pour les ancrages proches des angles, les armatures de diffusion sont justifiées selon les règles du chapitre 8 du présent règlement et de son annexe 4.

Quand des prédalles sont utilisées, il convient de les coudre dans les zones d'ancrage et de ménager un recul suffisant (de l'ordre de l'épaisseur de la dalle) entre extrémités de prédalles et plaques d'ancrage.

8.5,2 POUSSÉES AU VIDE

Les poussées au vide proviennent :

- de la courbure d'armatures de précontrainte ;
- de singularités de la structure (trémies, par exemple).

Elles doivent être équilibrées par des armatures passives.

Ainsi, dans une dalle précontrainte dans une seule direction, convient-il de disposer des armatures passives de renfort en bord de trémie :

- dans la direction Y pour équilibrer les poussées au vide développées par la compression générale de la dalle dans la direction X ;
- dans la direction X si les armatures de précontrainte subissent des déviations en plan à proximité de la trémie afin de la contourner.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXES AUX COMMENTAIRES

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 10

EFFETS DU SECOND ORDRE DUS AUX EFFORTS DE PRÉCONTRAINTÉ

1. Précontrainte classique liée au béton

1.1 DÉFINITION DE LA LONGUEUR FICTIVE

Il est bien connu que dans le cas d'une précontrainte classique, liée au béton, il n'apparaît pas dans la déformation de la structure de sollicitations du second ordre dues à la précontrainte.

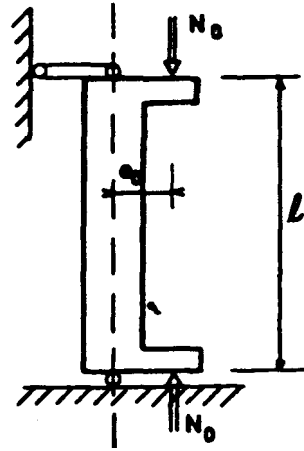
Cette remarque permet d'utiliser directement les tables numériques et les abaques existants, selon les indications de l'annexe E. 7 aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL).

Ces tables et ces abaques permettent d'évaluer l'effort normal ultime - correspondant à la divergence d'équilibre - d'une colonne droite, de section constante, soumise à un effort normal, dû à deux forces extérieures N_0 , ayant aux deux extrémités la même excentricité, e_0 , en grandeur, sens et direction.

Dans l'hypothèse simplificatrice de la déformée sinusoidale, le moment total à mi-portée, y compris l'effet du second ordre, est donné par :

$$M = N_0 \left(e_0 + \frac{\ell^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \right)$$

où r est le rayon de courbure de la déformée et ℓ la longueur de la colonne.



Si la pièce est précontrainte par une force F_{pm} , ayant une excentricité e_p , l'effort normal total est donné par :

$$N_u = N_o + F_{pm}$$

et le moment total à mi-portée, y compris l'effet du second ordre, par :

$$M = F_{pm} e_p + N_o \left(e_o + \frac{l^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \right)$$

On peut l'écrire sous la forme :

$$M = (F_{pm} + N_o) \frac{F_{pm} e_p + N_o e_o}{F_{pm} + N_o} + (F_{pm} + N_o) \frac{l^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \frac{N_o}{F_{pm} + N_o}$$

On est donc ramené à l'étude d'une colonne soumise à un effort normal *extérieure* $N_u = F_{pm} + N_o$ ayant une excentricité du premier ordre donnée par :

$$e_1 = \frac{F_{pm} e_p + N_o e_o}{F_{pm} + N_o}$$

à condition de remplacer la longueur réelle de la colonne, l , par une longueur fictive, l_c , donnée par :

$$l_c = l \sqrt{\frac{N_o}{F_{pm} + N_o}} = l \sqrt{1 - \frac{F_{pm}}{N_u}}$$

de façon à obtenir l'expression correcte du moment du second ordre, en fonction de la courbure.

Ce raisonnement s'applique aux autres méthodes simplifiées définies à l'annexe E.7 du BAEL.

1.2 PARTICIPATION DES ACIERS DE PRÉCONTRAINTÉ À LA RÉSISTANCE

Si les câbles de précontrainte sont injectés, la flexion de la colonne crée des surtensions, pourvu que l'acier des câbles de précontrainte n'entre pas, de ce fait, dans le domaine plastique.

On peut alors compter les câbles de précontrainte dans l'aire totale d'acier dont on tient compte dans l'évaluation des paramètres utilisés dans les tables et les abaques. Mais on doit vérifier, à l'issue du calcul, que les aciers de précontrainte ne sont pas plastifiés, à l'aide de l'évaluation de la flèche de la colonne, e , dont on peut déduire la courbure par :

$$\frac{1}{r} = \frac{\pi^2}{l^2} e$$

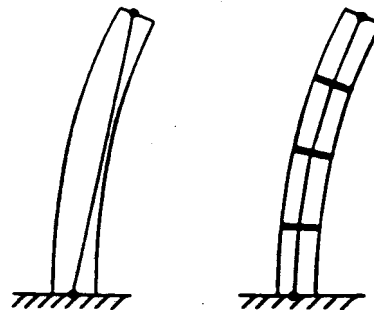
Si certains aciers sont plastifiés, il faut négliger leur section dans le calcul de l'aire totale d'acier à introduire dans les paramètres.

Si les câbles de précontrainte ne sont pas injectés, ils ne subissent pratiquement aucune surtension et on doit les négliger dans l'évaluation de l'aire d'acier servant au calcul des paramètres des tables et abaques.

2. Précontrainte extérieure au béton

Le cas de la précontrainte extérieure est différent.

S'il n'y a aucun déviateur entre ancrages, il apparaît d'importants efforts du second ordre.



Dans le cas d'une colonne biarticulée, la précontrainte extérieure agit strictement de la même façon qu'une force extérieure. On peut donc mener la justification en oubliant totalement l'origine de l'effort normal qu'elle crée, d'autant que les variations de tension des câbles sont négligeables dans la déformation. Assimilée à une action permanente extérieure, cette précontrainte doit être prise en compte avec $\gamma_p = 1,35$ si cette valeur est plus défavorable que $\gamma_p = 1$.

S'il s'agit d'une colonne encastree en pied et libre en tête, les moments du second ordre sont nettement plus faibles que dans le cas d'un effort extérieur équivalent. Traiter les efforts de précontrainte comme des forces extérieures serait très pessimiste. Mais il n'est pas possible de se ramener de façon simple au cas d'une colonne biarticulée soumise à des forces extérieures traité dans les tables et abaques.

Si les câbles de précontrainte sont maintenus par des déviateurs en nombre important (deux ou trois déviateurs intermédiaires sur la longueur de flambement), la précontrainte ne crée que des sollicitations du second ordre très réduites, et on peut considérer que tout se passe comme si elle était liée au béton, mais non injectée.

ANNEXE 11

FATIGUE DES STRUCTURES EN BÉTON

L'objet de la présente annexe est de donner au projeteur :

- une information minimale qualitative sur la nature et les manifestations des phénomènes de fatigue,
- la technologie utilisée,
- des valeurs numériques caractérisant le comportement à la fatigue des armatures,
- un processus opérationnel de calcul.

1. Généralités sur la nature et les manifestations des phénomènes de fatigue

La fatigue d'un matériau se définit comme l'endommagement de sa structure et de sa texture provoqué par les variations de déformation que lui imposent les actions variables Q_f (voir 6.5,2 du présent règlement).

L'environnement peut, en induisant certaines formes d'altération, accentuer le phénomène de fatigue (on parle ainsi de « fatigue-corrosion » des armatures). Il appartient au projeteur d'apprécier les risques correspondants et de prendre toutes précautions nécessaires pour les minimiser.

Le problème de la fatigue ne se pose pas pour le béton tant que la contrainte de compression y demeure inférieure à $0,6 f_{cj}$. Dans la mesure où sont satisfaites les conditions imposées par les différentes classes de justification sous des combinaisons plus sévères que les combinaisons de fatigue, ne sont donc concernées par ce phénomène que les armatures et plus particulièrement les armatures passives ainsi que la liaison entre armatures et béton.

Dans une armature, l'endommagement se manifeste par la formation de microfissures qui se transforment en fissures se développant de façon discontinue. Pendant toutes les phases de développement d'une fissure stable, la résistance à la traction de l'armature est peu modifiée, mais sa capacité d'allongement avant rupture est progressivement réduite. Lorsque la fissure atteint une longueur critique, qui dépend de la ténacité du produit et de la contrainte maximale de traction appliquée, elle devient instable et sa propagation, extrêmement brutale, entraîne la rupture de l'armature sans allongement à l'échelle macroscopique.

2. Terminologie

La terminologie employée est en harmonie avec la norme NF A 03-400 : « Principes généraux de l'essai de fatigue ».

2.1 CYCLE DE CONTRAINTE

C'est la plus petite partie de la fonction contrainte-temps qui se répète périodiquement.

Les contraintes dans l'acier étant comptées algébriquement (positives en traction), le cycle de contrainte est caractérisé par :

— la contrainte maximale	σ_{\max}
— la contrainte minimale	σ_{\min}
— la contrainte moyenne	$\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$
— l'étendue de variation de la contrainte	$\delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$
— l'amplitude de la contrainte	$\sigma_a = \frac{\delta\sigma}{2}$
— le rapport de contrainte	$\rho_\sigma = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$

On distingue différents types de cycles de contraintes. On dit ainsi qu'on a affaire à :

- une contrainte *ondulée* (de compression ou de traction) lorsque σ_{\min} et σ_{\max} ont même signe,
- une contrainte *répétée* (de compression ou de traction) lorsque l'une des contraintes extrêmes est nulle,
- une contrainte *alternée* lorsque σ_{\min} et σ_{\max} sont de signes contraires ; dans le cas particulier où $\sigma_{\min} = -\sigma_{\max}$, on parle de contrainte purement alternée.

2.2 CARACTÉRISATION DE LA RÉSISTANCE À LA FATIGUE

Généralement, un essai de fatigue consiste à solliciter une éprouvette sous une amplitude de contrainte constante. L'essai est arrêté soit lorsqu'il y a rupture complète de l'éprouvette ou que l'éprouvette possède une fissure de longueur suffisante pour estimer qu'il y a ruine, soit lorsque l'éprouvette a atteint sans rupture un nombre de cycles fixé à l'avance.

La *durée de vie* N est le nombre de cycles de sollicitations appliqués à une éprouvette jusqu'à ce qu'elle ait atteint le critère de fin d'essai. Dans le cas où elle n'est pas rompue, la durée de vie n'est alors pas définie, mais seulement supérieure à la durée de l'essai.

Le comportement d'un matériau à la fatigue est parfaitement connu dès qu'on a établi, par voie expérimentale, la relation $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$. En réalité, les résultats d'essais de fatigue présentent une dispersion importante acceptée aujourd'hui comme un fait d'expérience et comme un fait physique. Par voie de conséquence, une interprétation statistique de ces résultats s'impose et la relation $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$ ne peut être donnée que pour une valeur arbitrairement choisie de la probabilité de rupture.

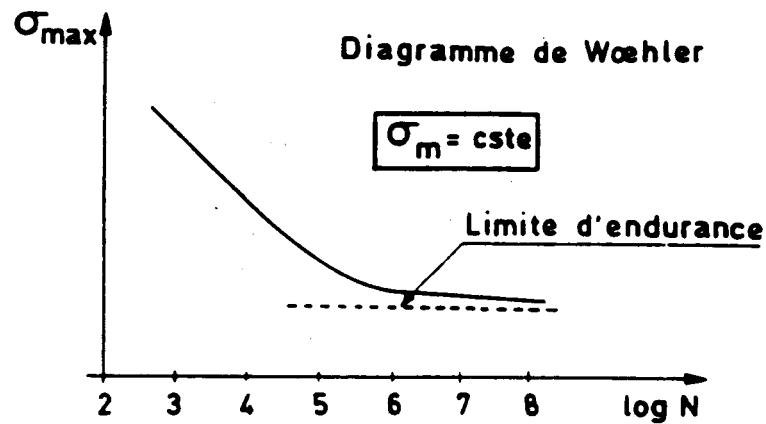
Différentes représentations permettent de visualiser la tenue à la fatigue d'un matériau.

2.2,1 DIAGRAMME DE WOehler

C'est le diagramme donnant la relation observée expérimentalement entre N reportée conventionnellement en abscisses (échelle logarithmique) et σ_{\max} (ou parfois σ_a) reportée en ordonnée (échelle linéaire ou logarithmique). Ce diagramme est établi en maintenant constant soit σ_m soit ρ_σ . En d'autres termes, il représente l'intersection de la surface $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$ avec un plan :

— soit : $\sigma_m = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2} = \text{cste}$

— soit : $\rho_\sigma = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \text{cste}$



Par extension, on parle de diagramme « de type Woehler » lorsque c'est un paramètre autre que σ_m ou ρ_σ qui est maintenu constant.

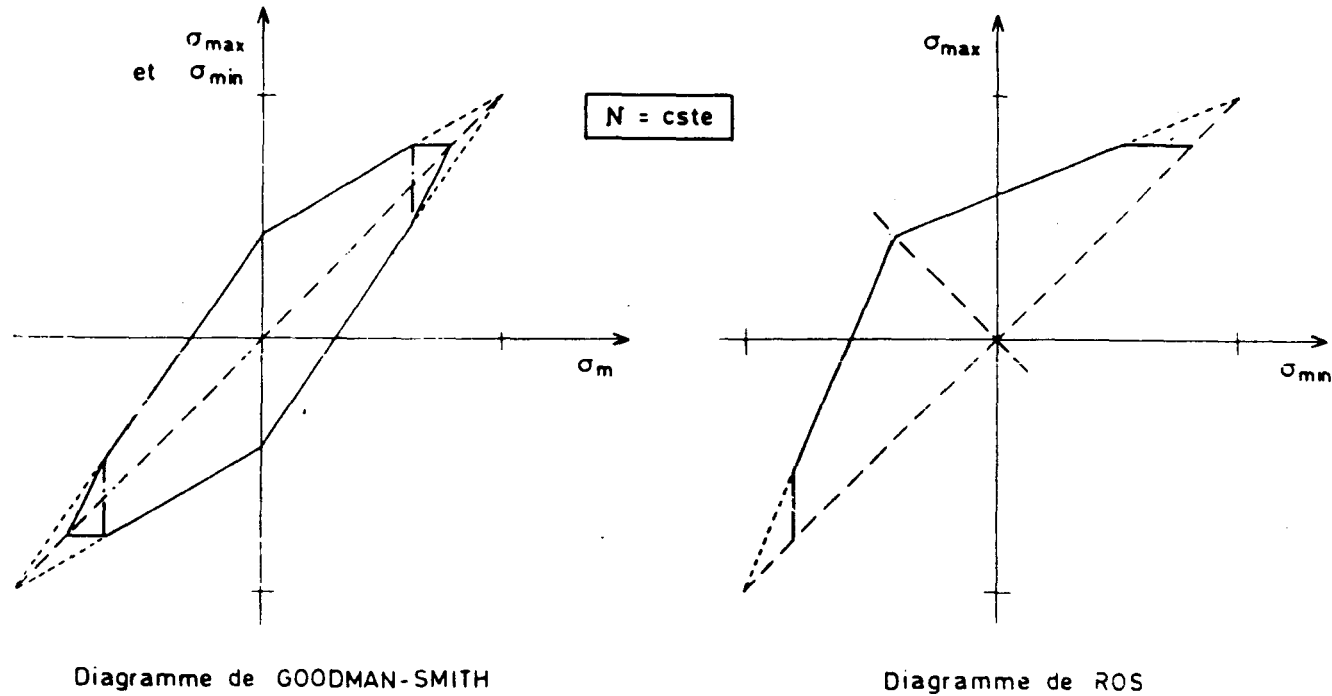
2.2,2 DIAGRAMME DE GOODMAN-SMITH

Les contraintes maximale σ_{\max} et minimale σ_{\min} sont représentées en fonction de la contrainte moyenne σ_m pour une durée de vie N constante, arbitrairement choisie à l'avance.

2.2,3 DIAGRAMME DE ROS

On représente alors σ_{\max} en fonction de σ_{\min} pour une durée de vie N constante, arbitrairement choisie à l'avance.

Le diagramme de Ros n'est donc rien d'autre que l'intersection de la surface $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$ avec un plan $N = \text{cste}$.



3. Données relatives au comportement des armatures

3.1 ARMATURES DE PRÉCONTRAINTÉ

3.1,1 ESSAIS SUR ARMATURES SEULES

Les données disponibles relatives aux armatures de précontrainte sont limitées au comportement des produits soumis à des *cycles de contrainte ondulée de traction* dans des conditions d'essais conventionnelles :

- état « brut de livraison »,
- température « ambiante » en principe 20 °C,
- hygrométrie ambiante : de l'ordre de 60 %,
- fréquence comprise entre 200 et 10 000 cycles par minute.

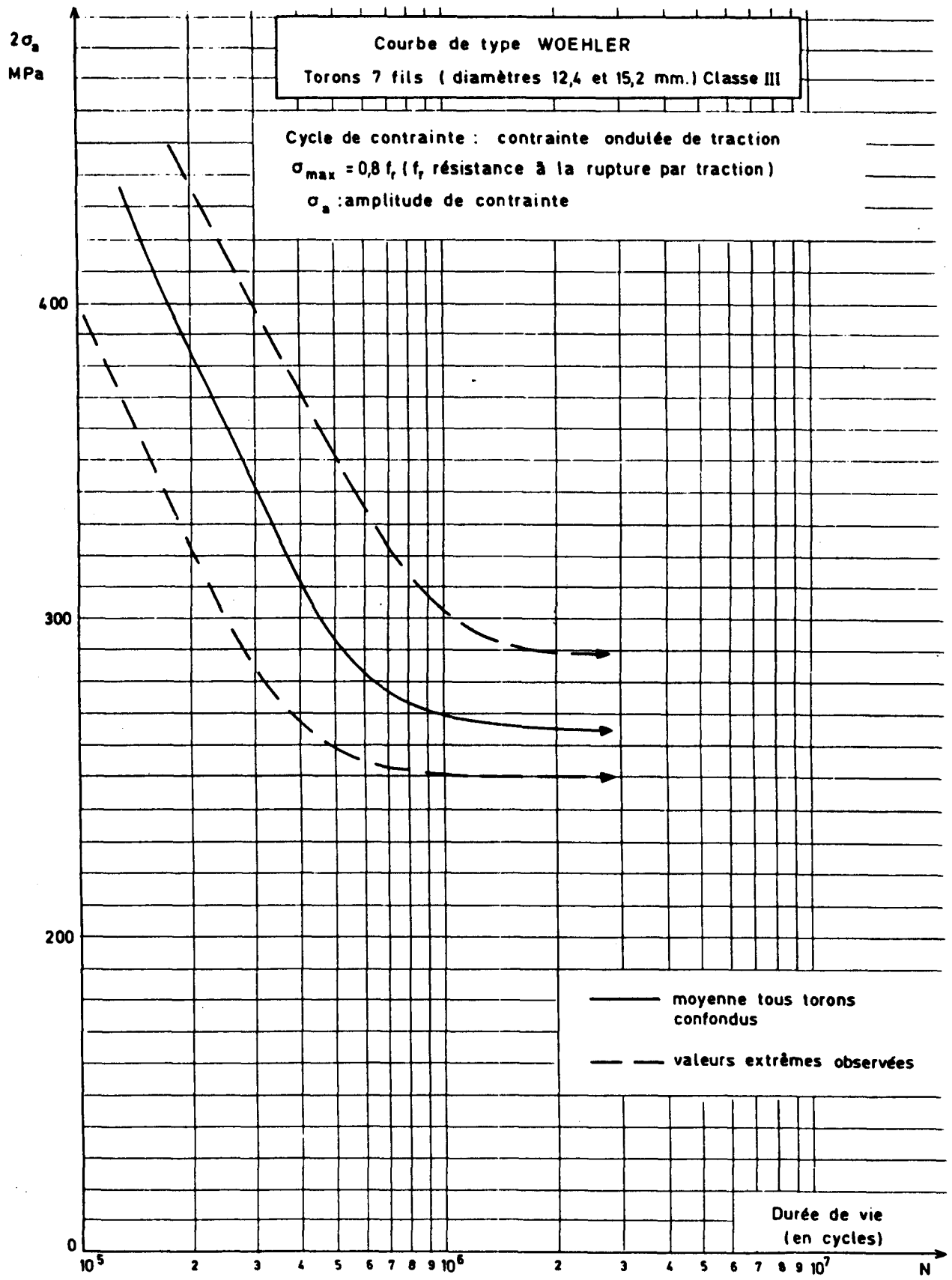
Le comportement à la fatigue des armatures de précontrainte est caractérisé de deux façons :

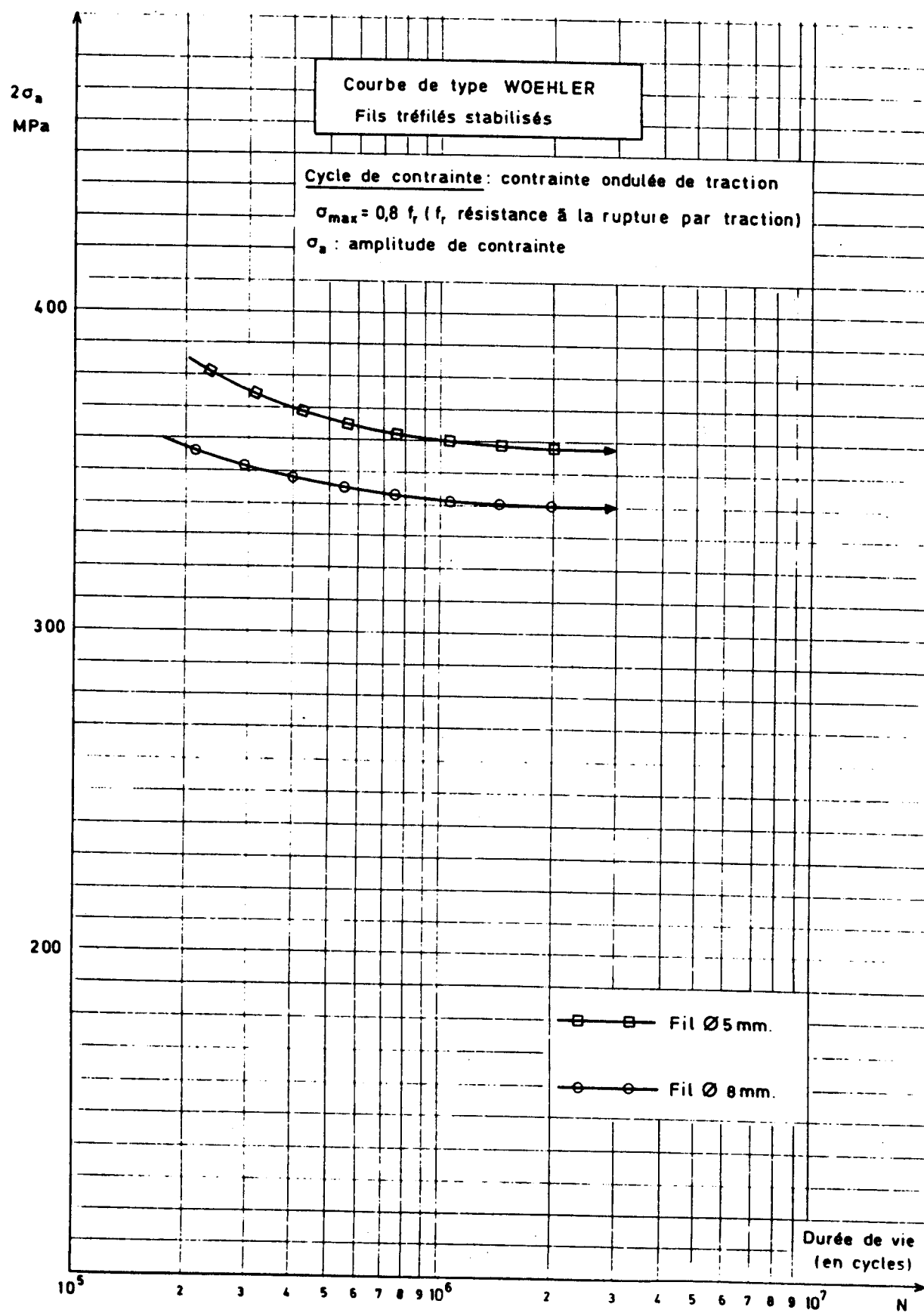
- d'une part, par la durée de vie N , en fonction de l'amplitude de la contrainte σ_a , d'une éprouvette soumise à une contrainte maximale de traction σ_{max} égale à 80 % de sa résistance à la traction.

Les résultats sont présentés dans un *diagramme de type Woehler* (voir figures suivantes relatives respectivement aux fils, torons et barres).

- d'autre part, par l'amplitude σ_a que supporte une éprouvette sans se rompre pendant 2.10^6 cycles, à différents niveaux de contrainte moyenne σ_m .

Les résultats sont présentés dans un diagramme de type Goodman-Smith (voir figures suivantes relatives respectivement aux fils, torons et barres).





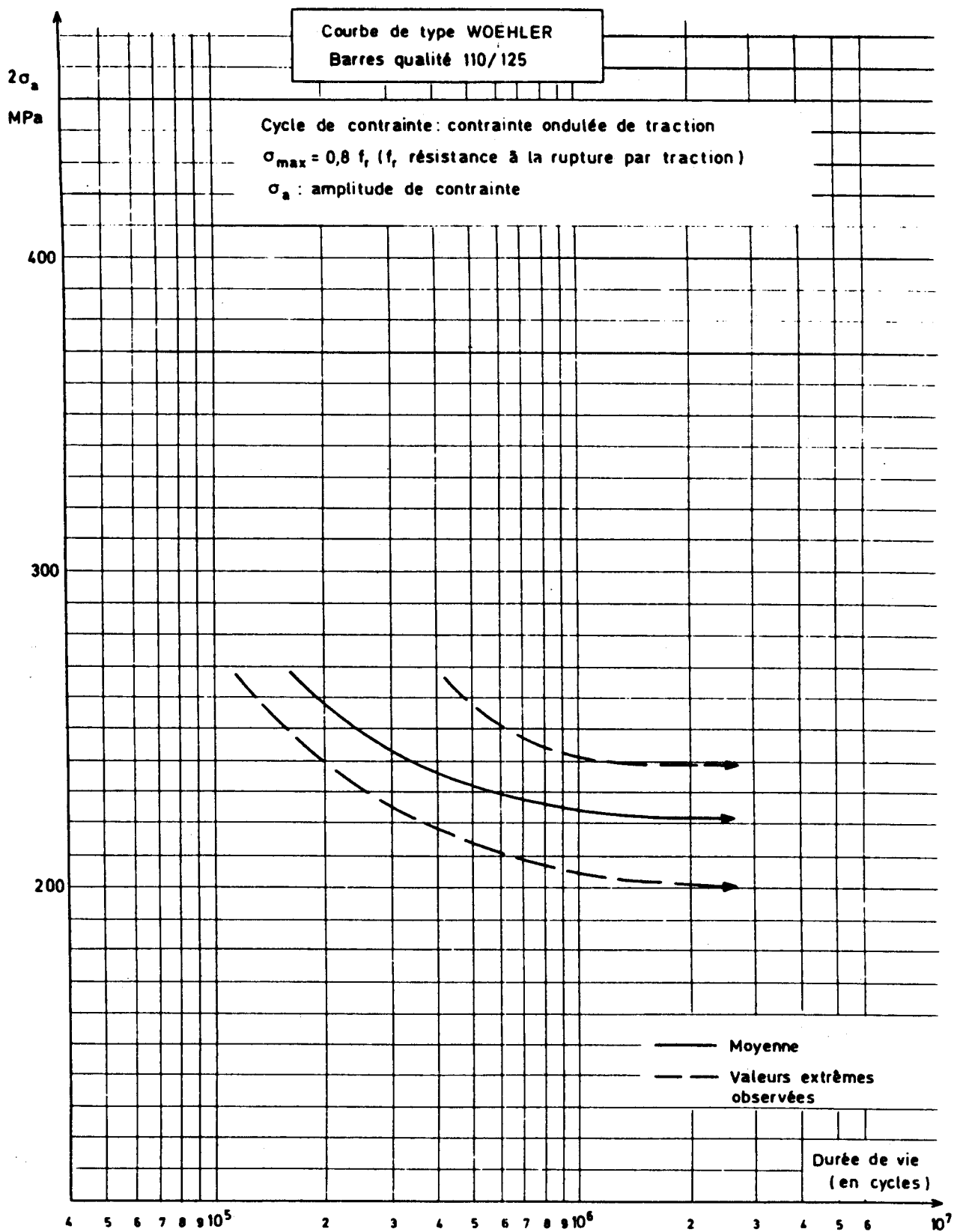


Diagramme de type GOODMAN-SMITH
Torons 7 fils (diamètres 124 et 152 mm.) classe III

Non rupture à 2×10^6 cycles

- f_r : Résistance à la rupture par traction
- σ_m : Contrainte moyenne
- σ_a : Amplitude de contrainte

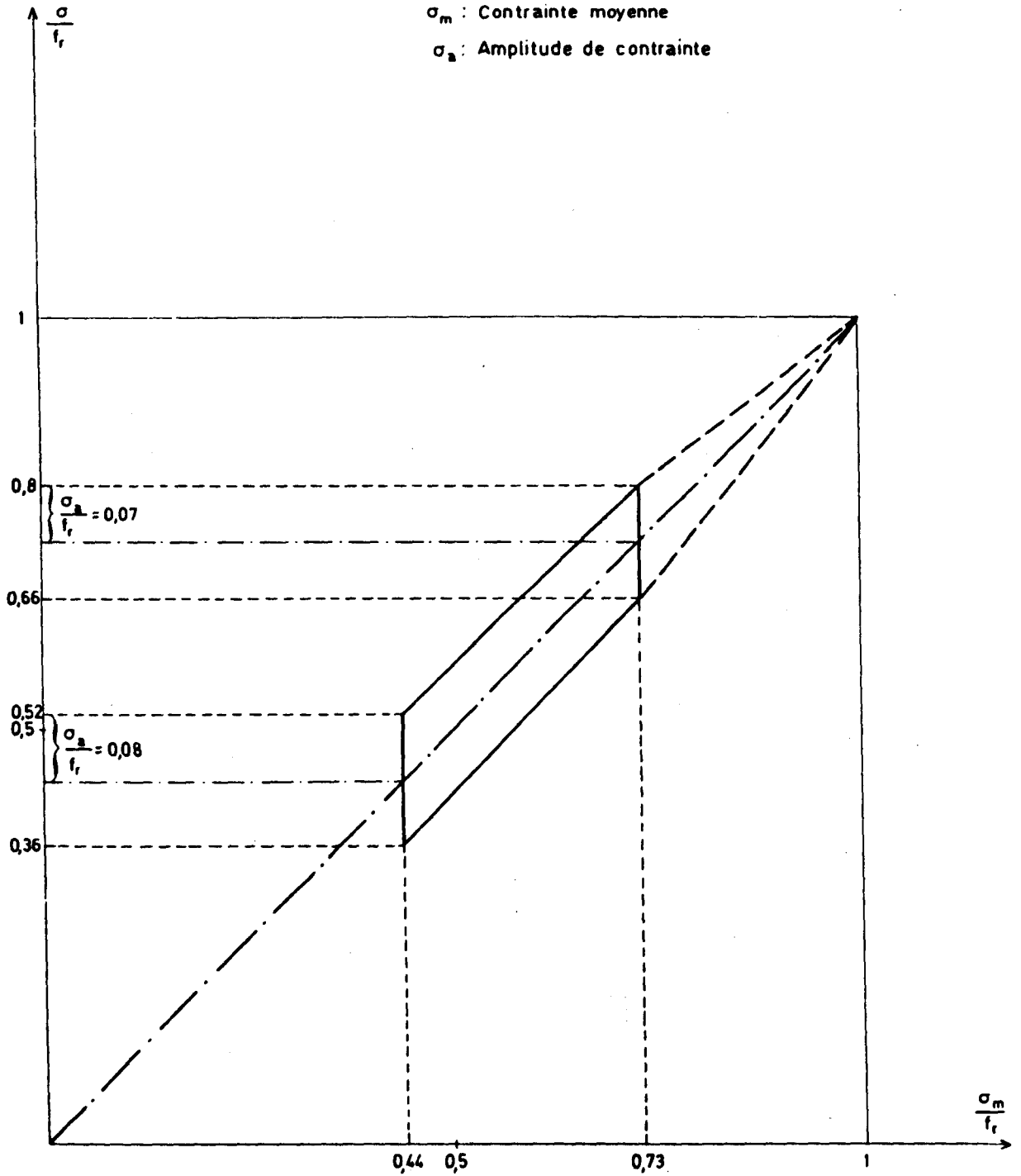


Diagramme de type GOODMAN-SMITH

Fils tréfilés stabilisés

Non rupture à 2×10^6 cycles

f_r : Résistance à la rupture par traction

σ_m : Contrainte moyenne

σ_a : Amplitude de contrainte

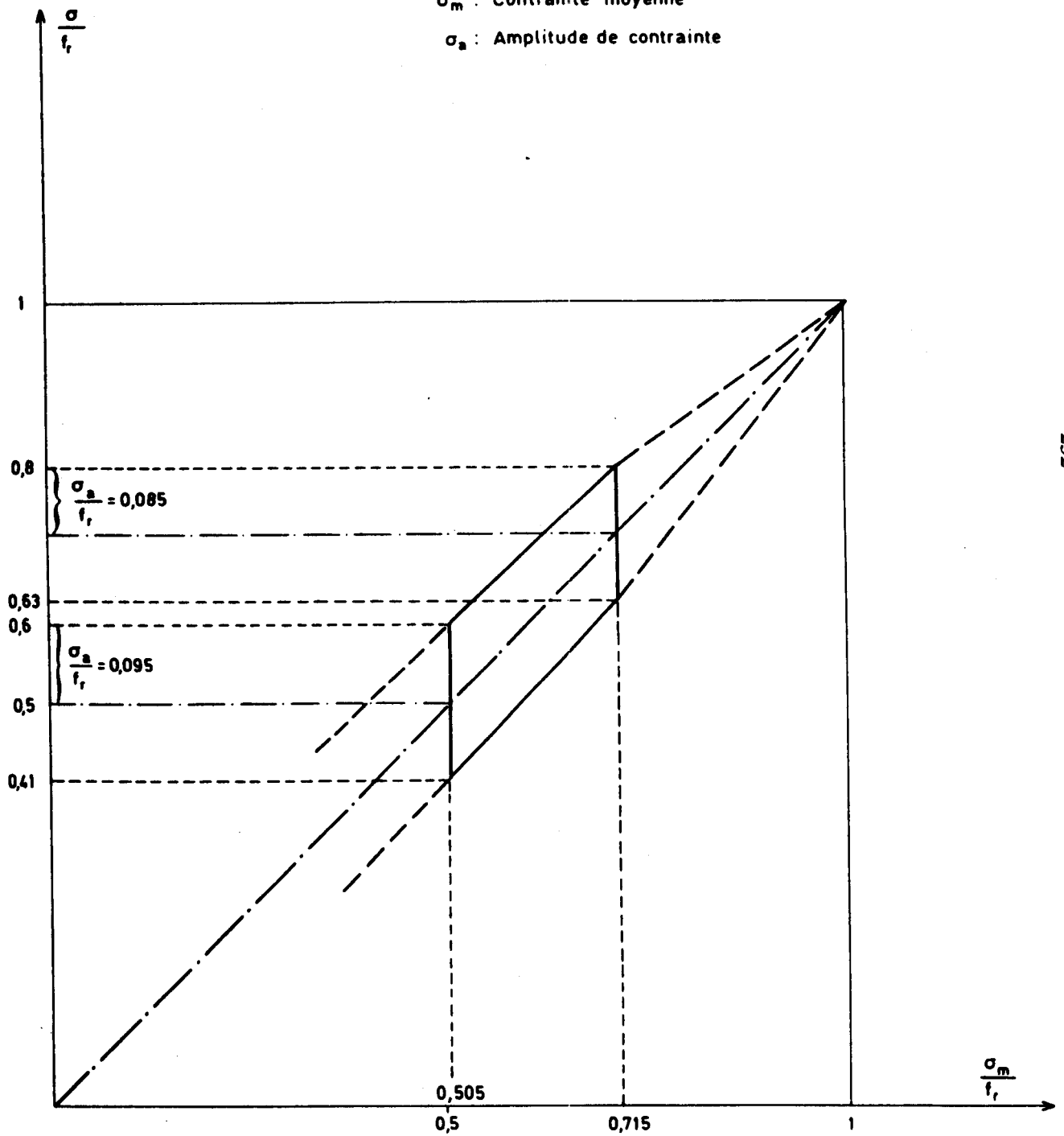
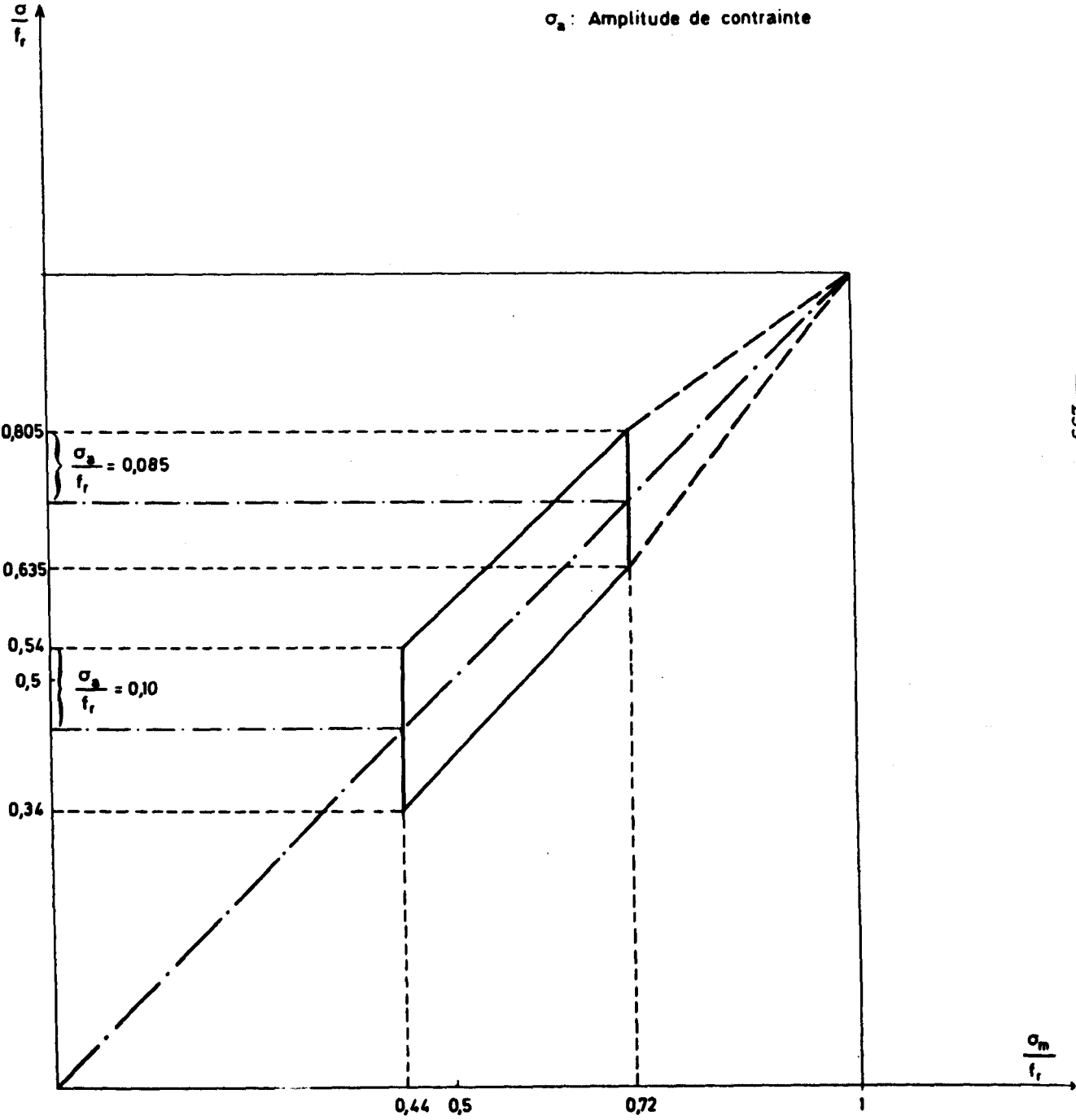


Diagramme de type GOODMAN-SMITH
Barres qualité 110/125

Non rupture à 2×10^6 cycles

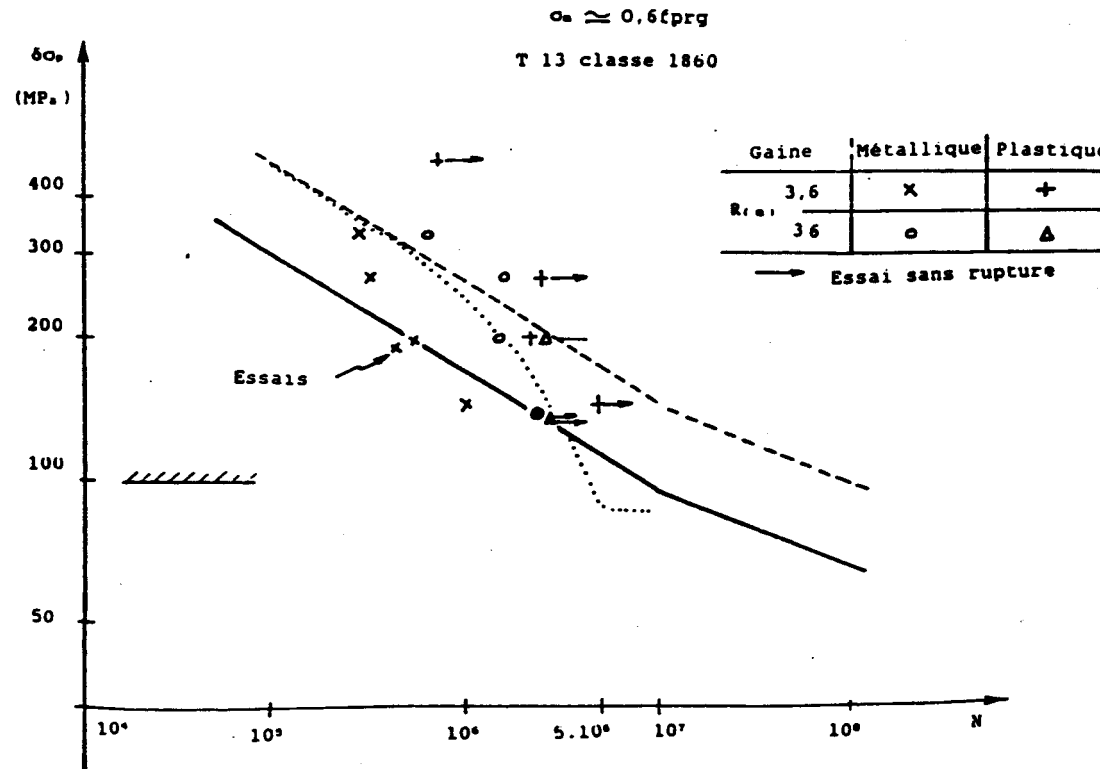
- f_r : Résistance à la rupture par traction
- σ_m : Contrainte moyenne
- σ_a : Amplitude de contrainte



3.1.2 ESSAIS SUR ARMATURES EN PLACE DANS UNE STRUCTURE

Les données expérimentales concernent essentiellement des poutres précontraintes par post-tension, au moyen de câbles constitués de fils ou de torons parallèles logés dans des conduits en acier ou en matière plastique injectés au coulis de ciment.

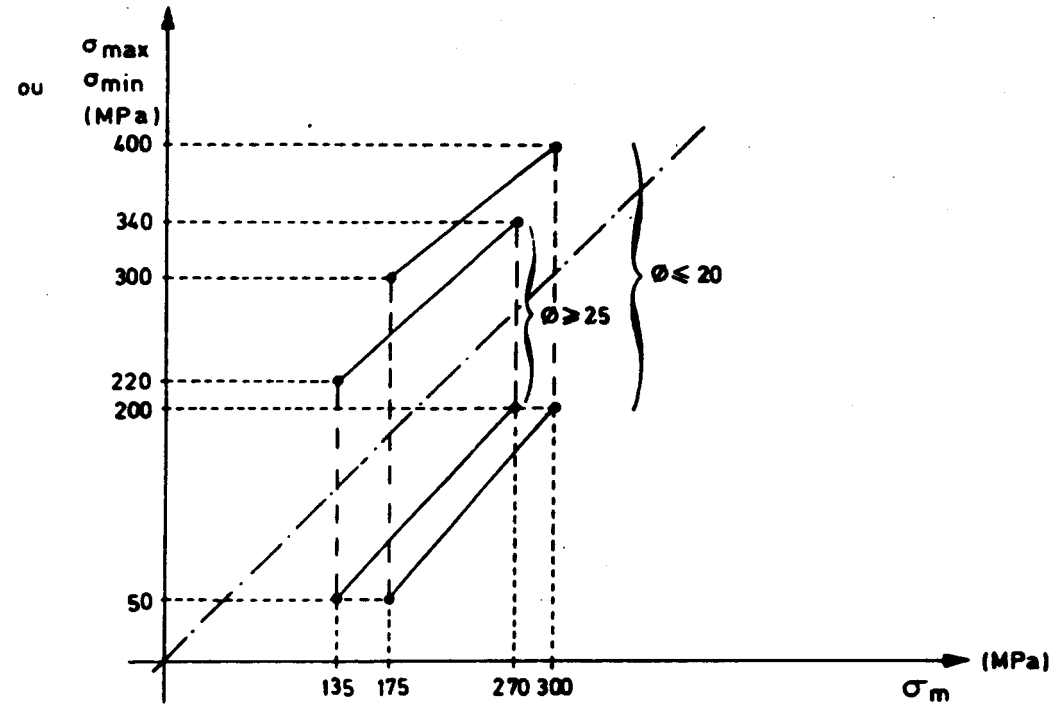
Lorsque ces poutres sont soumises à des cycles de chargement provoquant la fissuration du béton, on observe, pour les armatures de précontrainte, surtout si les conduits utilisés sont métalliques, des durées de vie bien inférieures à celle que l'on obtient dans des essais de traction ondulée sur armatures nues, les câbles subissent, à proximité des fissures, une abrasion au contact de leurs gaines du fait de la répétition de leurs déplacements relatifs.



Courbe de type Wöhler pour des armatures en place dans une poutre.

3.2 ARMATURES PASSIVES

Des résultats expérimentaux disponibles, il semble que l'on puisse retenir, pour les armatures à haute adhérence de nuance Fe E400, les diagrammes de Goodman-Smith suivants, correspondant à $N = 2 \times 10^6$.



Ce comportement des armatures nues n'est pas sensiblement modifié lorsqu'elles sont incorporées à une structure, dans la mesure où leur tracé est rectiligne.

4. Processus de calcul

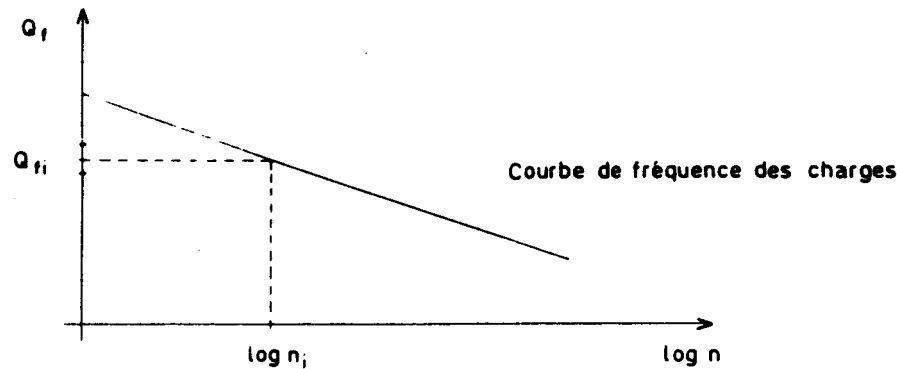
4.1 PRINCIPE DES JUSTIFICATIONS

On suppose connus :

- la courbe des fréquences d'occurrence des actions de fatigue $n(Q_f)$. n_i est le nombre d'occurrences probable de Q_f avec une valeur Q_{fi} pendant la durée de vie escomptée pour la structure dans le projet,
- le comportement à la fatigue de chacun des matériaux constitutifs de l'ouvrage (en fait, seuls les aciers sont déterminants), donc pour chacun des matériaux, la relation $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$.

La démarche est alors la suivante :

- On partage la courbe de fréquence des charges en un nombre j suffisant (au moins égal à 10) d'intervalles pour lesquels on détermine $n_i(Q_{fi})$.
- A chaque niveau de charge (Q_{fi}) correspondent dans la section à vérifier des sollicitations $S_{\max}(Q_{fi})$ et $S_{\min}(Q_{fi})$ et donc, dans le matériau étudié des contraintes $\sigma_{\max i}$ et $\sigma_{\min i}$. Le matériau en question doit ainsi subir n_i cycles de contraintes ($\sigma_{\min i}, \sigma_{\max i}$) pendant la durée de vie escomptée de l'ouvrage.



- La relation $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$ qui traduit le comportement à la fatigue du matériau permet de calculer sa durée de vie N_i sous l'effet de cycles de contraintes ($\sigma_{\min i}, \sigma_{\max i}$).
- La vérification de la tenue à la fatigue du matériau étudié dans la section en cause consiste à s'assurer qu'est respecté le critère de dommages cumulatifs de Miner :

$$\sum_{i=1}^{i=j} \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

4.2 MODÉLISATION DU COMPORTEMENT À LA FATIGUE DES ARMATURES INCORPORÉES À UNE STRUCTURE

Le projeteur a besoin de connaître la relation $f(N, \sigma_{\min}, \sigma_{\max}) = 0$.

Pour établir cette relation, il a été admis que :

a) N ne dépend pas de $\sigma_m = (\sigma_{max} + \sigma_{min})/2$ mais seulement de $\delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ (comme le suggèrent les diagrammes de Goodman-Smith présentés en 3) sous réserve que σ_{max} ne dépasse pas une certaine valeur σ_{lim} .

b) Dans le domaine de validité de l'hypothèse précédente, la relation entre $\log N$ et $\log \delta\sigma$ est bilinéaire.

Autrement dit, si l'on désigne par N_0 la durée de vie de référence correspondant à l'intersection des deux droites en cause, et par $\delta\sigma_0$ l'étendue de variation de contrainte associée :

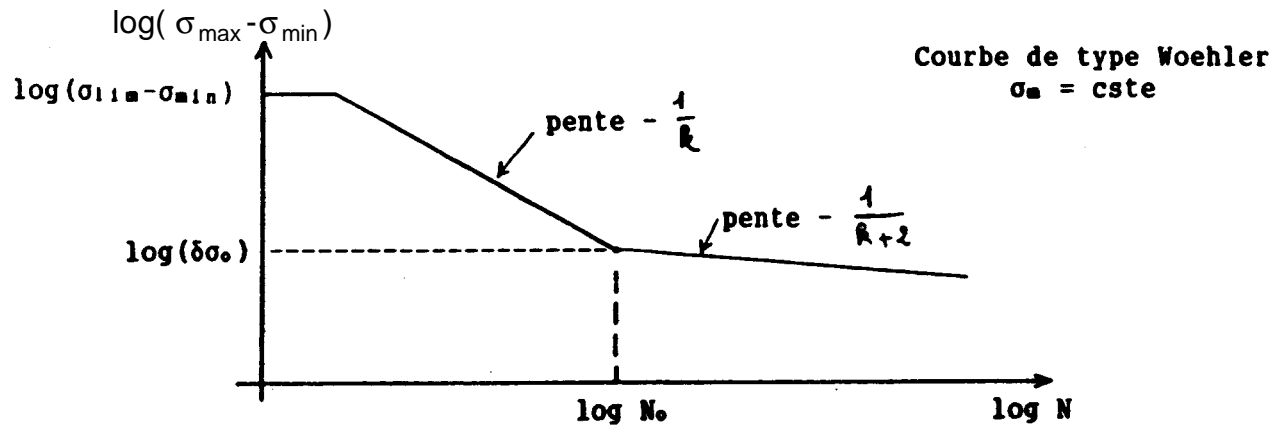
$$\left. \begin{array}{l} \text{— pour } N \leq N_0 \quad \delta\sigma^k N = \delta\sigma_0^k N_0 \\ \text{— pour } N \geq N_0 \quad \delta\sigma^{k'} N = \delta\sigma_0^{k'} N_0 \end{array} \right\} (1)$$

avec : $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim}$.

Ces expressions peuvent encore s'écrire :

$$\left. \begin{array}{l} N = N_0 \left(\frac{\delta\sigma_0}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right)^k \quad \text{si } \sigma_{max} - \sigma_{min} \geq \delta\sigma_0 \\ N = N_0 \left(\frac{\delta\sigma_0}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \right)^{k'} \quad \text{si } \sigma_{max} - \sigma_{min} \leq \delta\sigma_0 \end{array} \right\} (2)$$

c) Pour tous les aciers, qu'ils soient passifs ou de précontrainte, on a :
 $N_0 = 10^7$; $k' = k + 2$.



4.2,1 CAS DES ARMATURES DE PRÉCONTRAİNTE INCORPORÉES À UNE STRUCTURE

$$\begin{aligned} \text{On adopte : } \sigma_{lim} &= 0,8 f_{prg} \\ k &= 4 \\ \delta\sigma_{po} &= 0,05 f_{prg} . \end{aligned}$$

Pour les barres, ces valeurs tiennent compte de l'existence de manchonnages, de couplages ou d'ancrages nécessairement peu éloignés les uns des autres.

Pour les autres armatures (fils ou torons) $\delta\sigma_{po}$ est à diviser par deux dans les zones d'ancrage ou de couplage.

4.2,2 CAS DES ARMATURES PASSIVES

$$\begin{aligned} \text{On prend : } \sigma_{lim} &= f_e \\ k &= 9 \\ \delta\sigma_{so} &= 0,30 f_e . \end{aligned}$$

Ces valeurs supposent que les armatures sont rectilignes.

En cas de courbure des barres, ainsi que d'assemblage par soudure ou par dispositif mécanique, $\delta\sigma_{so}$ est à frapper du coefficient minorateur 0,6.

5. Dispositions complémentaires

Dans les zones où, sous sollicitations de fatigue, les contraintes de cisaillement dépassent $0,8 \tau_{lim}$, τ_{lim} désignant les contraintes limites de cisaillement résultant de l'application de l'article 7.2,2 du présent règlement, les armatures transversales doivent être calculées sans tenir compte du terme béton $f_{tj}/3$ introduit en 7.3,21.

ANNEXE 12 A

COMPLÉMENT AUX COMMENTAIRES DU CHAPITRE 9

Cette annexe constitue un complément aux commentaires des articles 9.3, 9.4,2 et 9.5 du chapitre 9.

1. Directions mécaniques principales de quelques configurations de dalles courantes

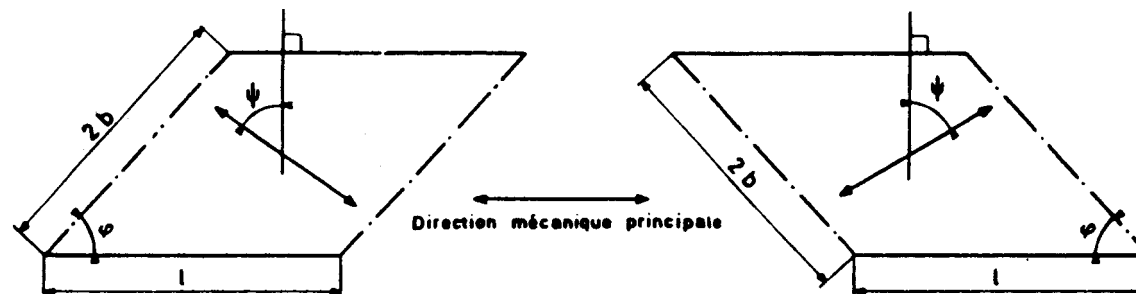
Pour les dalles à bords libres rectilignes et parallèles et à lignes d'appui parallèles, il est loisible de déterminer la direction mécanique principale par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{aligned} \psi &= \varphi + (100 - \varphi)(1 - 0,5 \eta)^2 & \text{si } \eta < 2 \\ \psi &= \varphi & \text{si } \eta \geq 2 \end{aligned}$$

φ : biais géométrique de l'ouvrage en grades ;

ψ : angle que fait la direction mécanique principale avec la normale aux bords libres, en grades.

$\eta = 2b/1$: rapport largeur biaise de la dalle sur portée biaise de la dalle.

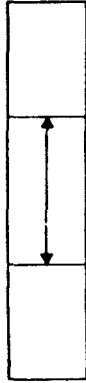


On peut s'inspirer des figures données ci-après pour d'autres configurations de dalles.

1 travée appuis continus



3 travées appuis continus



portée-mécanique

poutre-dalle droite

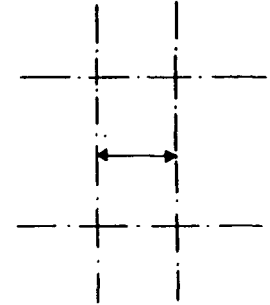
appuis discontinus



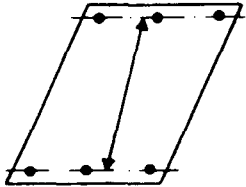
appuis ponctuels



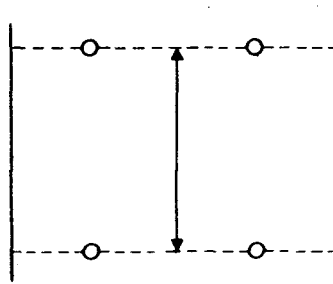
hourdis rectangulaire



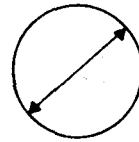
pont dalle biais étroit 1 travée



plancher sur appuis ponctuels

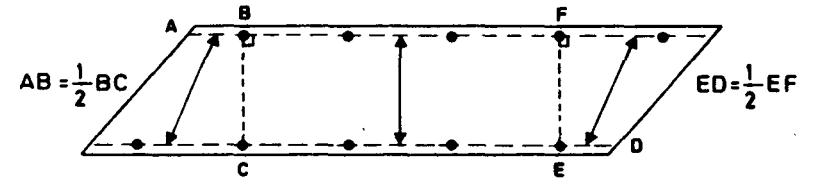


dalle circulaire



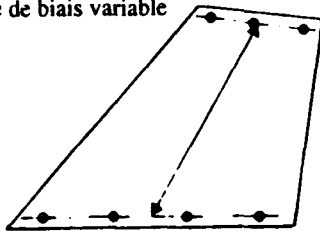
direction indéterminée mais portée déterminée

pont dalle biais large 1 travée



3 parties de dalle correspondant à des directions principales et portées mécaniques différentes

pont-dalle de biais variable



direction déterminée mais portée variable (cas général des lignes d'appuis parallèles)

2. Dimensionnement des armatures passives horizontales pour l'équilibre mécanique des sections

On propose dans ce qui suit des formules qui permettent de dimensionner les armatures passives horizontales disposées dans deux directions différentes pour équilibrer le couple (M, N) , où M est le tenseur des moments des efforts appliqués (y compris les moments dus à la précontrainte) et N est le tenseur des forces de compression de précontrainte.

On présente dans la première partie, paragraphe 2.1, le dimensionnement optimal des armatures passives horizontales pour équilibrer le tenseur des moments M et, dans la deuxième partie, paragraphe 2.2, la façon de prendre en compte le tenseur N , concomitant avec le tenseur M .

2.1 DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES PASSIVES HORIZONTALES DE FLEXION SIMPLE

2.1,1 NOTATIONS (cf. Fig. 1)

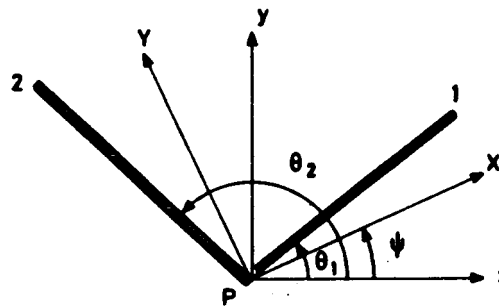


Fig. 1

h : épaisseur de la dalle,

P : un point courant de la dalle,

(M) : tenseur des moments appliqués par unité de longueur ; il peut être représenté soit par (M_x, M_y, ψ) soit par M_x, M_y, M_{xy} où

$$(M) = \begin{pmatrix} M_x & 0 \\ 0 & M_y \end{pmatrix} \text{ en axes principaux}$$

$$(M) = \begin{pmatrix} M_x & M_{xy} \\ M_{xy} & M_y \end{pmatrix} \text{ dans le système } (P_x, P_y)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_X \cos^2 \psi + M_Y \sin^2 \psi \\ M_y = M_X \sin^2 \psi + M_Y \cos^2 \psi \\ M_{xy} = (M_X - M_Y) \sin \psi \cos \psi \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_X = \frac{M_x + M_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2}\right)^2 + M_{xy}^2} \\ M_Y = \frac{M_x + M_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{M_x - M_y}{2}\right)^2 + M_{xy}^2} \\ \operatorname{tg} 2 \psi = \frac{2 M_{xy}}{M_x - M_y} \end{array} \right.$$

θ_1, θ_2 : directions respectives des nappes d'armatures par rapport à P_x .

M_1 (respectivement M_2) correspond au moment résultant en P, sur une largeur de facette unité, dans la direction θ_1 (respectivement θ_2), de la distribution de contraintes de traction dans les armatures passives placées dans la direction θ_1 (respectivement θ_2) et de contraintes de compression du béton qui les équilibrent.

$(M_1), (M_2)$: tenseurs de flexion simple exercés par la traction des armatures de nappes 1 et 2.

En axes (P_x, P_y) :

$$(M_1) = M_1 \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_1 & \sin \theta_1 \cos \theta_1 \\ \sin \theta_1 \cos \theta_1 & \sin^2 \theta_1 \end{bmatrix}$$

$$(M_2) = M_2 \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_2 & \sin \theta_2 \cos \theta_2 \\ \sin \theta_2 \cos \theta_2 & \sin^2 \theta_2 \end{bmatrix}$$

M_t : moments principaux unitaires correspondant aux contraintes de torsion sur la face tendue du béton supposé résistant à la traction.

(M_t) : tenseur de torsion simple correspondant aux contraintes sur la face tendue du béton en phase non fissurée (cf. § 2.1,2).

M_b : moment principal de flexion correspondant aux contraintes de compression sur la face tendue du béton en phase fissurée, le béton ne résistant pas à la traction.

(M_b) : tenseur de flexion simple correspondant aux contraintes de compression de la face tendue du béton en phase fissurée (cf. § 2.1,3).

Les relations données supposent que M_x et M_y sont de même signe. Elles pourront être employées dans le cas où M_x et M_y sont de signes contraires en supposant nul le moment principal correspondant à une compression de la face armée.

Ceci, bien entendu, n'est qu'une approximation dans le sens de la sécurité et qui sera généralement suffisante.

2.1,2 ÉTAT DE CONTRAINTES DES ARMATURES ET DU BÉTON DE LA FACE TENDUE AVANT FISSURATION

Ce paragraphe s'applique pour les vérifications à l'état limite de service afin de permettre un choix correct des directions θ_1 et θ_2 des armatures passives.

Les efforts appliqués à la partie tendue de la dalle correspondent au tenseur (M) , lequel dépend de trois paramètres. Les efforts internes correspondant aux armatures seules, de direction θ_1 et θ_2 supposées fixées, dépendent de deux paramètres M_1 et M_2 . Dans le cas général où les directions principales du tenseur des efforts internes (M) ne sont pas confondues avec les directions des armatures, ces dernières ne peuvent, à elles seules, équilibrer la totalité des efforts appliqués.

L'équilibre statique exige donc une participation du béton sous forme d'un tenseur (M_t) , lequel dépend généralement de trois paramètres : les deux composantes principales du tenseur et l'angle que fait l'une des directions principales avec l'axe P_x .

Nous déterminerons les cinq paramètres de (M_t) , (M_1) et (M_2) :

- en écrivant l'équilibre entre (M) d'une part et $(M_1) + (M_2) + (M_t)$ d'autre part (trois équations);
- en postulant que le béton de la face tendue est, avant fissuration, dans un état de cisaillement simple (voir figure 2) (une équation) correspondant au fait que le béton ne résiste qu'à une torsion pure;

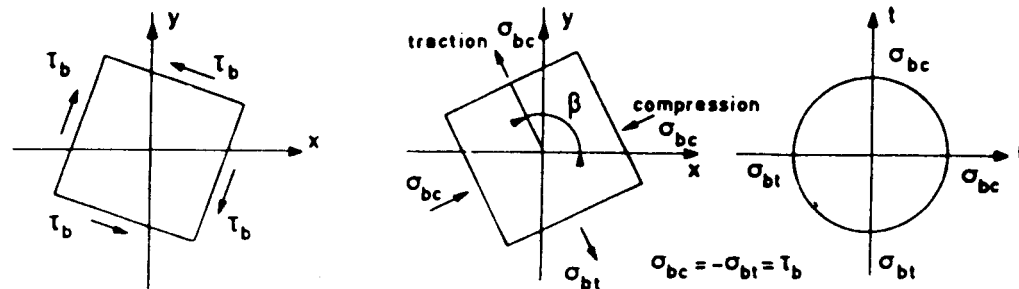


Fig. 2 Etat de contrainte du béton de la face tendue.

— en postulant que l'énergie potentielle du béton est minimale (une équation).

Désignons par $\left(\beta + \frac{\pi}{4} + k \frac{\pi}{2}\right)$ les deux directions des facettes soumises à un cisaillement pur, β et $\beta + \frac{\pi}{2}$ étant les directions principales du tenseur (M_t) .

Entre M_t et σ_{bt} (ou σ_{bc}), nous avons la relation :

$$\tau_b = -\sigma_{bt} = \sigma_{bc} = \frac{6M_t}{h^2}.$$

L'expression du tenseur (M_t) dans le système d'axes (P_x, P_y) est :

$$(M_t) = M_t \begin{bmatrix} \cos 2\beta & \sin 2\beta \\ \sin 2\beta & -\cos 2\beta \end{bmatrix}$$

Ceci revient à dire que le nombre d'inconnues est donc réduit à quatre, à savoir M_1 , M_2 , M_t , et β .

Il résulte de ces hypothèses, tous calculs faits, que :

Si $M_x M_y < 0$, on prendra convenablement M_x ou $M_y = 0$

$$(1) \begin{cases} \beta = \frac{1}{2} (\theta_1 + \theta_2) + k \frac{\pi}{2} \\ M_t = M_x \sin(\psi - \theta_1) \sin(\psi - \theta_2) + M_y \cos(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2) \\ M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [M_x \sin(\psi - \theta_2) \cos(\psi - \theta_1) - M_y \sin(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2)] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [M_y \sin(\psi - \theta_2) \cos(\psi - \theta_1) - M_x \sin(\psi - \theta_1) \cos(\psi - \theta_2)] \end{cases}$$

ou bien, en fonction de M_x , M_y , M_{xy} :

$$(1) \begin{cases} M_t = M_x \sin \theta_1 \sin \theta_2 + M_y \cos \theta_1 \cos \theta_2 - M_{xy} \sin(\theta_1 + \theta_2) \\ M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [-M_x \cos \theta_1 \sin \theta_2 + M_y \sin \theta_1 \cos \theta_2 + M_{xy} \cos(\theta_1 + \theta_2)] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2)} [M_x \sin \theta_1 \cos \theta_2 - M_y \cos \theta_1 \sin \theta_2 - M_{xy} \cos(\theta_1 + \theta_2)]. \end{cases}$$

Remarque : M_t s'annule si, par exemple :

- $\theta_1 = \psi, \theta_2 = \psi + \frac{\pi}{2}$: armatures disposées suivant les directions principales des moments.
- $\theta_1 = \frac{\pi}{2}$ et θ_2 tel que $\text{tg } \theta_2 = \frac{M_{xy}}{M_x}$.

Les relations (1), et essentiellement la première donnant M_1 , permettent de choisir convenablement les directions θ_1 et θ_2 de façon à rendre M_1 acceptable, c'est-à-dire les cisaillements de torsion $\tau_b = \frac{6 M_1}{h^2}$ admissibles, en respectant la condition donnée à l'article 7.1.

Nous observons l'égalité fondamentale :

$$M_1 + M_2 = M_x + M_y = M_x + M_y.$$

Ainsi, quelles que soient les directions θ_1 et θ_2 , la dépense d'acier est constante et égale au minimum de $M_1 + M_2$. Ceci, bien entendu, ne vaut que lorsque le béton est en mesure de résister à la sollicitation de torsion pure (M_t).

Mais, par défaut de résistance à la traction, le béton est amené à se fissurer dans la direction perpendiculaire à la traction principale. La distribution des contraintes est alors modifiée, ce qui conduit à une formulation nouvelle du fait que les hypothèses de départ sur le comportement du béton ne sont plus valables.

2.1,2 ÉTAT DE CONTRAINTES DES ARMATURES ET DU BÉTON DE LA FACE TENDUE APRÈS FISSURATION DE CE DERNIER

Ce paragraphe s'applique aux vérifications à l'état limite ultime pour dimensionner les sections d'acier passif, le choix de leurs directions θ_1 et θ_2 étant fixé.

Après fissuration, le béton de la face tendue est composé de bielles travaillant à la compression simple et inclinées soit à $\frac{\theta_1 + \theta_2}{2}$, soit à $\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \frac{\pi}{2}$ suivant que dans les formules (1), M_1 a un signe négatif ou positif.

Nous retrouverons dans un autre plan un schéma mécanique analogue à celui d'une âme de poutre de béton travaillant à l'effort tranchant avec armatures de flexion et étriers (cf. fig. 3)

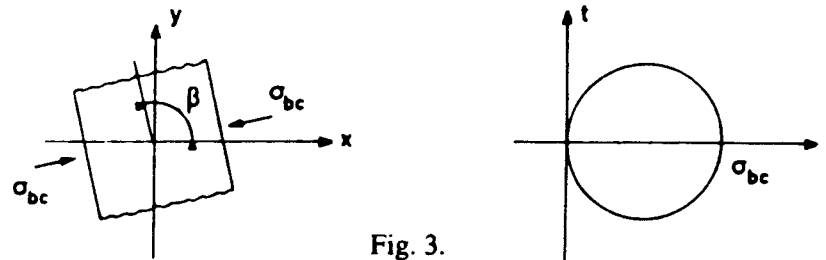


Fig. 3.

L'expression du tenseur (M_b), en axes principaux, c'est-à-dire parallèles aux directions β et $\beta + \frac{\pi}{2}$, est $\begin{pmatrix} 0 & 0 \\ 0 & -M_b \end{pmatrix}$, car à $M_b > 0$ correspondent des tractions en face inférieure. D'où en axes (P_x, P_y) :

$$(M_b) = M_b \begin{pmatrix} -\sin^2 \beta & \sin \beta \cos \beta \\ \sin \beta \cos \beta & -\cos^2 \beta \end{pmatrix}$$

Ecrivons qu'il y a équilibre entre (M) et (M_1) + (M_2) + (M_b) et retenons la valeur de β pour laquelle M_b obtenu est positif, nous avons :

Si $\frac{M_t}{M_x} > 0$, alors $\beta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \frac{\pi}{2}$.

Si $M_x M_y < 0$, on prendra convenablement M_x ou $M_y = 0$.

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{M_x \sin \left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} \right) \sin (\psi - \theta_2) + M_y \cos \left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} \right) \cos (\psi - \theta_2)}{\sin (\theta_1 - \theta_2) \sin \left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2} \right)} \\ M_2 = \frac{M_x \sin \left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} \right) \sin (\psi - \theta_1) + M_y \cos \left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} \right) \cos (\psi - \theta_1)}{\sin (\theta_1 - \theta_2) \sin \left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2} \right)} \\ M_b = \frac{M_t}{\sin^2 \left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2} \right)} \end{cases}$$

Ou bien M_1 et M_2 en fonction de M_x , M_y , M_{xy} .

Ou bien M_1 et M_2 en fonction de M_x, M_y, M_{xy} .

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \sin\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[M_x \sin \theta_2 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_y \cos \theta_2 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_{xy} \sin \left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_2 \right) \right] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \sin\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[M_x \sin \theta_1 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_y \cos \theta_1 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_{xy} \sin \left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_1 \right) \right] \end{cases}$$

Si $\frac{M_1}{M_x} < 0$, alors $\beta = \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}$.

Si $M_x M_y < 0$, on prendra convenablement M_x ou $M_y = 0$.

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{M_x \cos\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \sin(\psi - \theta_2) - M_y \sin\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \cos(\psi - \theta_2)}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \\ M_2 = \frac{-M_x \cos\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \sin(\psi - \theta_1) + M_y \sin\left(\psi - \frac{\theta_1 + \theta_2}{2}\right) \cos(\psi - \theta_1)}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \\ M_h = -\frac{M_1}{\cos^2\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \end{cases}$$

Ou bien M_1 et M_2 en fonction de M_x, M_y, M_{xy} .

$$(2) \begin{cases} M_1 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[-M_x \sin \theta_2 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_y \cos \theta_2 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + M_{xy} \cos \left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_2 \right) \right] \\ M_2 = \frac{1}{\sin(\theta_1 - \theta_2) \cos\left(\frac{\theta_1 - \theta_2}{2}\right)} \left[M_x \sin \theta_1 \cos \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_y \cos \theta_1 \sin \frac{\theta_1 + \theta_2}{2} - M_{xy} \cos \left(\frac{\theta_1 + \theta_2}{2} + \theta_1 \right) \right] \end{cases}$$

On constate que, dans les deux cas, l'égalité : $M_1 + M_2 = M_x + M_y + M_b$ (au lieu de $M_1 + M_2 = M_x + M_y$, avant fissuration), fait apparaître que le supplément d'armature correspond à M_b .

Il est important de remarquer que les relations (2) peuvent se retrouver, en écrivant que la composante du moment de flexion des tenseurs (M_1) et (M_2) dans n'importe quelle direction autour du point P est supérieure à celle du tenseur (M) dans la même direction et que ($M_1 + M_2$) est minimal. Ceci revient à dire que les moments résistants M_1 et M_2 des armatures calculées suivant les formules (2) sont capables d'équilibrer les moments appliqués dans n'importe quelle direction de facette autour du point considéré. Il est donc logique d'utiliser les formules (2) pour dimensionner les armatures passives afin d'assurer la résistance de la dalle, vis-à-vis des moments fléchissants appliqués, quelle que soit la direction envisagée.

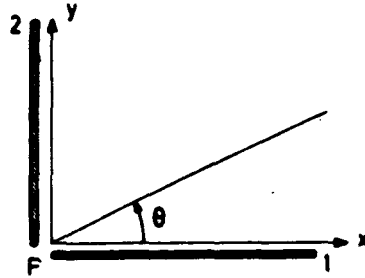
2.2 DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES PASSIVES HORIZONTALES POUR ÉQUILIBRER LE COUPLE (M, N) DANS N'IMPORTE QUELLE DIRECTION

Il est loisible de dimensionner les sections d'armatures passives (A_1, A_2) disposées suivant les deux directions θ_1, θ_2 pour équilibrer (M, N) par un calcul en flexion composée dans ces deux directions, en prenant pour moments les valeurs M_1 et M_2 données par les formules (2) et pour effort normal la composante du tenseur N sur chacune des directions considérées.

Dans le cas d'une double précontrainte, il suffit de disposer les armatures passives parallèlement aux armatures de précontrainte, de calculer leurs sections A_1, A_2 suivant les indications données ci-dessus et d'augmenter leurs valeurs, le cas échéant, pour atteindre les limites minimales fixées par l'article 6.1,3.

Dans le cas d'une simple précontrainte, distinguons deux cas :

1^{er} cas : Armatures passives disposées parallèlement et perpendiculairement aux armatures de précontrainte.



Dirigeons l'axe P_x suivant la direction des armatures de précontrainte.

Nous avons, d'après les formules (2), en supposant $M_x, M_y, M_{xy} > 0$ pour fixer les idées, avec $\theta_1 = 0$ et $\theta_2 = \pi/2$

$$M_1 = M_x + M_{xy} \quad M_2 = M_y + M_{xy}$$

La composante de ces tenseurs sur une direction θ quelconque est :

$$M_1 \cos^2 \theta + M_2 \sin^2 \theta = M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy}$$

Cette quantité est supérieure ou égale à la composante, sur la même direction, des moments appliqués, à savoir :

$$M_\theta = M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy} \sin 2\theta.$$

En première approximation, les sections d'armatures sont des fonctions linéaires des moments et des efforts normaux appliqués, nous aurons, N étant l'effort normal de précontrainte :

$$\begin{aligned} A_1 &= \alpha_1 M_1 + \alpha_2 N &&= \alpha_1 (M_x + M_{xy}) + \alpha_2 N \\ A_2 &= \alpha_1 M_2 &&= \alpha_1 (M_y + M_{xy}) \\ A_\theta &= \alpha_1 M_\theta + \alpha_2 N \cos^2 \theta &&= \alpha_1 (M_x \cos^2 \theta + M_y \sin^2 \theta + M_{xy} \sin 2\theta) + \alpha_2 N \cos^2 \theta. \end{aligned}$$

Il faut montrer que : $A_1 \cos^2 \theta + A_2 \sin^2 \theta \geq A_\theta, \forall \theta$.

En effet :

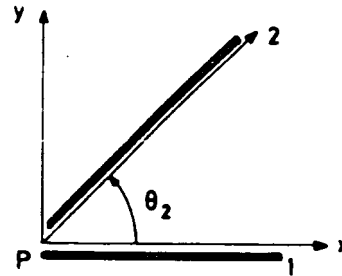
$$A_1 \cos^2\theta = \alpha_1 (M_x + M_{xy}) \cos^2\theta + \alpha_2 N \cos^2\theta$$

$$A_2 \sin^2\theta = \alpha_1 (M_y + M_{xy}) \sin^2\theta$$

$$A_1 \cos^2\theta + A_2 \sin^2\theta = \alpha_1 (M_x \cos^2\theta + M_y \sin^2\theta + M_{xy}) + \alpha_2 N \cos^2\theta$$
$$\geq \alpha_1 (M_x \cos^2\theta + M_y \sin^2\theta + M_{xy} \sin 2\theta) + \alpha_2 N \cos^2\theta = A_\theta, \forall \theta.$$

2^e cas : Armatures passives non orthogonales entre elles.

Il est recommandé de disposer l'une des deux directions d'armatures passives suivant la direction de précontrainte (ou s'en écartant peu).



Dans ce cas, il résulte de ce qui précède que, pour que A_1 et A_2 assurent la résistance dans n'importe quelle direction, il faut et il suffit que $A_2 \sin^2 \theta_2$ soit supérieure ou égale à la section d'armatures passives supposées perpendiculaires aux câbles de précontrainte, et calculée comme dans le premier cas, en supposant les armatures passives parallèles et perpendiculaires aux câbles.

ANNEXE 12 B

HOURDIS, DALLES EN CONSOLE

1. Objet et domaine d'application de la présente annexe

Cette annexe fournit des règles simplifiées de calcul et de justification des hourdis et dalles en console de forme rectangulaire ou voisine et précontraints au moins dans une direction.

Ces règles ne sont pleinement valables que pour les dalles de portée mécanique modérée. La portée mécanique est soit la plus petite distance entre appuis, généralement constitués de poutres, dans le cas de hourdis, soit la distance entre le bord encastré et le bord libre dans le cas de dalles en console.

Ces règles supposent que les poutres ne subissent pas de déformations relatives (flèches et rotations) susceptibles de modifier notablement les conditions d'appui des hourdis ou des dalles en console.

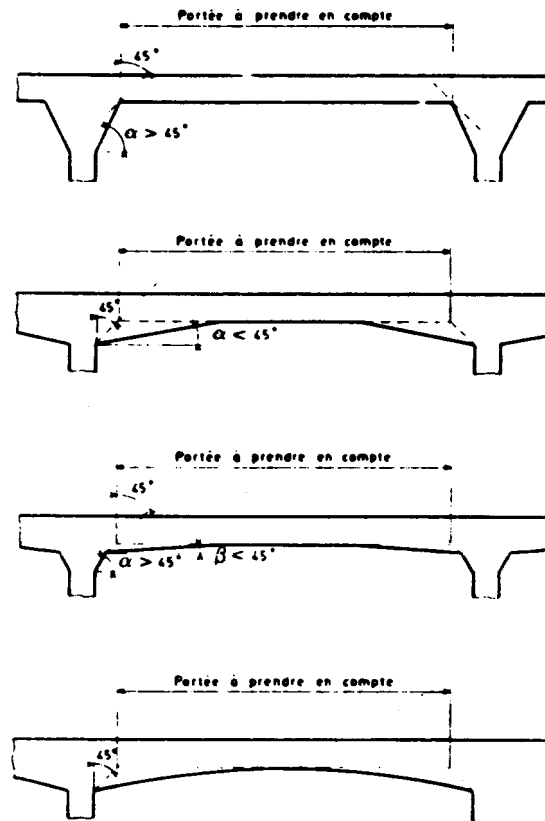
Tant pour l'évaluation des efforts de flexion que des efforts tranchants, il sera fait application aux dalles des dispositions de l'article 9.2.

2. Hourdis

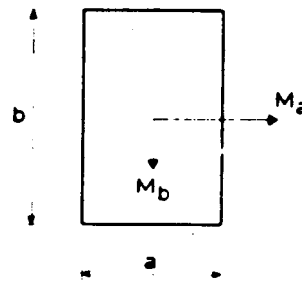
2.1 DÉTERMINATION DES PORTÉES. NOTATIONS. DÉFINITIONS

On considère que les hourdis d'épaisseur constante sont appuyés au droit des parements des âmes des poutres dont ils sont solidaires, si celles-ci sont également d'épaisseur constante.

Il est loisible de tenir compte de la présence des goussets de dalle ou d'âme. Dans ce cas, la portée est définie conformément aux schémas suivants :



Le schéma ci-dessous représente un hourdis de côtés a , b , avec $a \leq b$. M_a et M_b désignent les moments principaux au centre de ce hourdis sous un cas de charge donné.



La signification de ces moments de même que leur direction sont définies par l'article 9.2, paragraphes 1 et 2. On définit le coefficient de forme du hourdis par $\eta = b/a \geq 1$.

Naturellement, $M_a \geq M_b$ lorsque $a \leq b$.

Il est à noter que sur le schéma ci-dessus, ne sont pas représentés les moments d'encastrement du hourdis sur ses côtés.

2.2 ÉVALUATION APPROCHÉE DES EFFORTS DE FLEXION

2.2,1 CAS PARTICULIER DE HOURDIS TELS QUE $\eta \geq 2.5$ ET SOUMIS AUX CHARGES RÉPARTIES

Ces hourdis peuvent être calculés à la flexion comme des poutres, dans le sens de la petite portée (moment M_a). Le moment M_b au centre du hourdis suivant sa grande portée vaut vM_a , v étant le coefficient de Poisson (*cf.* art. 9.2,7).

On tient compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés peuvent atteindre des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

2.2,2 CAS GÉNÉRAL

- *Hourdis sur poutres de faible rigidité à la torsion.*

Les hourdis rectangulaires encastres (totalement ou partiellement) peuvent être calculés à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient s'ils étaient articulés sur leur contour. Le calcul est fait en ce cas au moyen de la théorie classique des plaques minces.

Les moments de flexion maximaux dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 20 à 25 % selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les grands côtés sont évalués *respectivement* au moins à 40 et 50 % des moments fléchissants maximaux évalués dans l'hypothèse de l'articulation. On doit cependant tenir compte de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

Moment de continuité.

Dans le cas où des charges agissent sur deux hourdis contigus, de façon pratiquement symétrique par rapport à la poutre qui les sépare, les moments d'encastrement sur la poutre dus à ces charges seront évalués directement en admettant que le hourdis est parfaitement encasté sur ce côté.

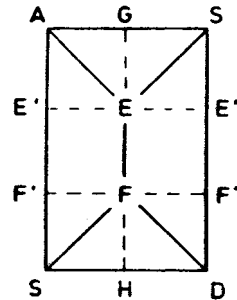
- *Hourdis sur poutres rigides à la torsion.*

Dans le cas de hourdis s'appuyant sur des poutres formant une section fermée (caisson) ou rigides à la torsion, il y a lieu d'appliquer des méthodes plus complexes, pour tenir compte du fait que l'intervention de cette rigidité conduit à modifier les coefficients indiqués ; les moments en travée peuvent se trouver notablement diminués et les moments sur appuis notablement augmentés.

2.2,3 DISTRIBUTION DES MOMENTS SUR UN HOURDIS

Les moments transversaux et longitudinaux calculés au centre d'un hourdis rectangulaire sont considérés comme pouvant être atteints sur toute la longueur du segment joignant les points de concours des bissectrices (EF sur la figure ci-après).

Les moments transversaux calculés au milieu des grands côtés sont considérés comme pouvant être atteints sur des longueurs égales à celles du segment qui précède (E'F' et E''F'' sur la figure ci-après), puis pouvant décroître ensuite linéairement jusqu'à zéro aux quatre angles du hourdis.



Les moments longitudinaux calculés au milieu des petits côtés (G et H sur la figure ci-dessus) sont considérés comme décroissant linéairement jusqu'à zéro entre ces deux points et les quatre angles du hourdis.

Aux quatre angles du hourdis, il existe un tenseur de moments dont les directions principales sont celles des bissectrices des angles (moment négatif suivant les bissectrices intérieures, positif suivant les bissectrices extérieures).

L'existence de ces moments est indépendante de l'encastrement sur le contour du hourdis.

Dans le cas du hourdis encasté, les moments aux angles peuvent être pris égaux en valeur absolue aux moments d'encastrement au milieu des grands côtés.

Dans le cas du hourdis articulé, les moments aux angles peuvent être pris égaux en valeur absolue aux moments ci-dessus - qui seraient obtenus dans le cas du hourdis encasté - majorés de 20 à 25 %.

2.2,4 ACTION DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Lorsque le tracé des armatures de précontrainte est nettement non concordant, c'est-à-dire lorsque le hourdis soumis à la seule action des armatures de précontrainte en l'absence de toute charge extérieure et de toute liaison hyperstatique d'appui subit des dénivellations relatives ou rotations relatives notables au droit de ses autres liaisons d'appui, on détermine les valeurs, au moins approchées, des moments hyperstatiques de précontrainte. L'attention est attirée, à ce sujet, sur le fait que la concordance, pour une dalle, ne peut s'apprécier en règle générale que globalement pour l'ensemble de la précontrainte et en considérant les liaisons

sur tout son pourtour. Cependant, dans le cas du hourdis tel que $\eta \geq 2,5$, ces moments peuvent être calculés dans les hourdis comme dans les poutres, conformément au paragraphe 2.2,1 qui précède.

Dans tous les cas, la détermination du tracé concordant ou quasiconcordant, ou des moments hyperstatiques de précontrainte, doit tenir compte de la présence des goussets existant éventuellement au voisinage des appuis des hourdis, et notamment des variations du niveau du centre de gravité qui en résultent.

2.3 JUSTIFICATION DES HOURDIS. DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

2.3,1

Les moments calculés conformément au paragraphe 2.2 peuvent être considérés comme moments locaux au sens de l'article 9.3.

En l'absence des précisions du marché, les hourdis de ponts et de bâtiments de dimensions courantes peuvent être justifiés en classe III sous ces moments locaux.

2.3,2

La flexion générale des poutres, leur précontrainte et les déformations différentielles dues aux températures, retraits et fluages introduisent dans les hourdis des efforts normaux et des moments de flexion.

En règle générale, les moments de flexion peuvent être négligés.

Par contre, les efforts normaux de traction introduits dans les hourdis doivent être pris en compte dans les justifications vis-à-vis des états limites ou pour la détermination des ferraillements passifs.

2.3,3

La résistance des hourdis vis-à-vis des efforts tranchants est à justifier conformément aux dispositions de l'article 9.6.

Néanmoins, on peut en règle générale se dispenser de la justification des hourdis vis-à-vis des efforts tranchants locaux ou de poinçonnement si leur épaisseur, goussets éventuels non compris, est supérieure ou égale à 15 centimètres, et s'ils sont soumis aux charges B du titre II du fascicule 61.

3. Dalles en console

3.1 GÉNÉRALITÉS

Une dalle est en console lorsqu'elle est encastrée sur l'un de ses côtés et libre sur les autres.

Les dalles-consoles peuvent être considérées comme encastrées parfaitement sur leur bord encastré, c'est-à-dire en l'absence de toute déformation de ce dernier. L'erreur commise qui peut en résulter sur les efforts de flexion est faible.

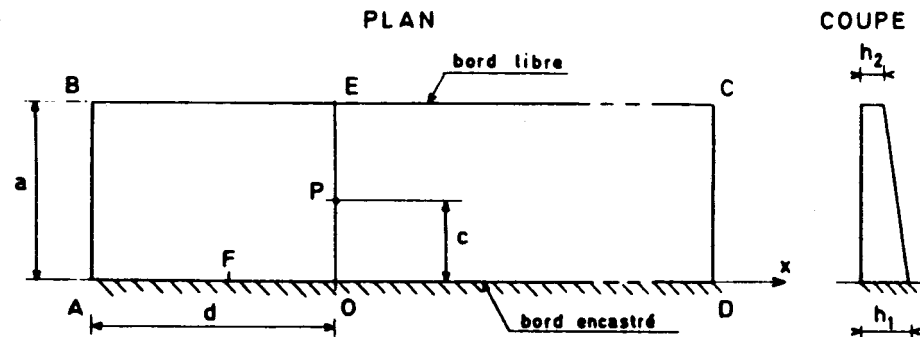
Une dalle-console est donc calculée comme étant isolée du reste de la structure à laquelle il convient toutefois d'assurer la transmission des efforts de flexion à l'encastrement. De plus, dans ces calculs, le coefficient de Poisson peut être supposé nul.

3.2 ÉVALUATION APPROCHÉE DES EFFORTS DE FLEXION

La figure ci-dessous représente une dalle-console rectangulaire ABCD encastrée sur AD, et soumise à une charge concentrée appliquée au point P.

Désignons (cf. figure) par :

- a , portée de la dalle-console ;
- c , distance OP du point P au bord encastré ;
- d , distance OA du point P au côté AB *supposé le plus voisin de la charge* parmi les côtés AB et CD ;
- $x_1 = \overline{OF}$, abscisse d'un point F du bord encastré (mesurée sur l'axe Ox) ;
- $x_2 = \overline{AF} = x_1 + d$, ($x_2 \geq 0$) ;
- $\frac{h_1}{h_2} \geq 1$, rapport des épaisseurs de la dalle-console.



Les moments fléchissants sont en chaque point de la dalle-console et sous chaque cas de charges les moments M_a transversaux (perpendiculaires au bord encastré) et M_b longitudinaux (parallèles à ce bord). Les moments longitudinaux, nuls sur le bord encastré, sont faibles devant les moments transversaux.

La signification de ces moments de même que leur direction sont définies par l'article 9.2, paragraphes 1 et 2.

La règle simplifiée suivante est applicable avec une bonne approximation.

Sous l'action d'une charge concentrée P (voir figure plus haut), le moment d'encastrement en un point F du bord encastré est égal approximativement à :

$$M_a (F) = - \frac{P\lambda}{\pi} [p + \mu q] \pm 10 \%$$

avec (voir notations définies précédemment) :

$$\lambda = \frac{\pi}{20} \left(1 + \frac{c}{a} \right) \left(4 + \frac{h_1}{h_2} \right)$$

$$\mu = \left(1 + \frac{c}{a} \right) \left(1 - \frac{d}{8a} \right)$$

$$p = \frac{1}{\text{ch} \left(\frac{\lambda x_1}{c} \right)}, \text{ où } \text{ch}(u) = \frac{e^u + e^{-u}}{2}$$

$$q = q_1 \frac{x_2/a}{2} \text{ où } q_1 = \frac{1}{10} \frac{c}{a} \max \left[\left(1 - \frac{d}{a} \right), \frac{3}{100} \right]$$

(rappel : $x_2 = x_1 + d$).

Remarques :

1) Pour une charge appliquée loin du côté AB ($d/a \geq 3$), le terme μq entre crochets devient négligeable. C'est le cas par exemple de dalles-consoles de longueur infinie.

De plus, la formule est en ce cas applicable quelle que soit la condition d'appui du côté AB.

2) Comme il est dit plus haut, les moments longitudinaux, nuls sur le bord encastré, sont faibles devant les moments transversaux.

Hors du bord encastré, les moments longitudinaux M_b varient approximativement entre $-M_a(0)/5$ et $M_a(0)/10$.

3.3 JUSTIFICATION DES DALLES-CONSOLES. DISPOSITIONS PARTICULIÈRES

3.3,1

Les moments calculés en vertu du paragraphe 3.2 peuvent être considérés comme moments locaux au sens de l'article 9.3.

Les dispositions du paragraphe 2.3 relatives aux hourdis sont applicables aux dalles- consoles sous ces moments locaux.

3.3,2

L'encastrement d'une dalle-console donne lieu, bien entendu, à des efforts (réactions et moments) au bord encastré. Il convient d'assurer de façon adéquate la transmission de ces efforts au reste de la structure (contreventement, coutures d'attache, etc.).

3.3,3

Comme il est dit au paragraphe 3.2,2, les moments longitudinaux d'une dalle-console sont faibles devant les moments transversaux.

L'attention est attirée sur ce que ces moments longitudinaux peuvent être notablement majorés lorsque la dalle-console comporte des éléments tels que murets, corniches, etc. qui lui sont liés mécaniquement et dont l'effet serait de la rigidifier dans le sens longitudinal. L'ancrage convenable de certains éléments à la dalle-console peut d'ailleurs nécessiter un épaissement de son bord libre.

ANNEXE 13

NOTATIONS

Conformément à la rédaction du présent règlement, il est recommandé de faire usage des notations ci-après, qui énumèrent l'essentiel de ce qui est utilisé en béton armé et précontraint. Dans la mesure où cette liste n'est pas exhaustive, il convient de la compléter en se référant à la norme NF P 06-005.

1. Principes

1.1 MAJUSCULES LATINES

Elles désignent :

- les actions et sollicitations (forces, moments),
- les grandeurs géométriques à l'exception des longueurs,
- les modules de déformations et d'élasticité.

1.2 MINUSCULES LATINES

Elles désignent :

- les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur,
- les densités de forces réparties,
- les résistances des matériaux,
- certains coefficients.

1.3 MAJUSCULES GRECQUES

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

1.4 MINUSCULES GRECQUES

Elles désignent :

- les contraintes,
- les grandeurs sans dimension, ou réduites à des grandeurs sans dimension, comme les déformations relatives, par exemple,
- certains coefficients.

1.5 INDICES

Les indices sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature, représentables par le même symbole, mais se rapportant à des matériaux, des âges ou des rôles mécaniques différents.

Ces indices sont constitués, sauf exceptions, par une ou plusieurs minuscules latines, ou d'une majuscule latine éventuellement suivie de minuscules latines ou de chiffres.

Un indice ou une suite d'indices peut être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

1.6 L'APOSTROPHE

L'apostrophe peut servir à distinguer deux grandeurs de même nature différant par leur emplacement géométrique ou leur signe. Les éléments supérieurs peuvent ainsi être distingués des éléments inférieurs d'une même section (fibre, membrure, armatures).

2. Indices

2.1 MAJUSCULES LATINES

- A : afférent aux actions accidentelles,
- B : afférent aux charges d'exploitation sur les planchers de bâtiment,
- E : afférent aux séismes,
- G : afférent aux charges permanentes,
- M : afférent aux charges d'exploitation de caractère particulier,
- P : afférent à l'action de la précontrainte,
- Q : afférent à une action variable quelconque,
- S : afférent aux actions dues à la neige ; afférent à une sollicitation,
- V : afférent à l'effort tranchant,
- T : afférent aux actions dues aux variations de température ; afférent à la torsion,
- W : afférent aux actions dues au vent.

2.2 MINUSCULES LATINES ET ABRÉVIATIONS

a	: ancrage ; absorbé ; amplitude.
b	: béton.
c	: compression ; conventionnel ; couture.
d	: différé ; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.
dyn	: dynamique.
e	: limite d'élasticité ; entraînement ; équivalent ; éclatement ; établissement ; Est (point cardinal).
f	: fissuration ; flambement.
h	: hygrométrie.
i	: initial ; instantané ; indice.
j	: âgé de j jours ; indice.
k	: caractéristique.
l	: longitudinal.
lim	: limite.
m	: moyenne ; matériau ; probable.
max	: maximal.
min	: minimal.
mt	: mise en tension.
n	: section nette ; nominal.
o	: section brute ; origine.
p	: précontrainte.
pa	: palier.
r	: retrait du béton ; rupture ; réduit.
réd	: réduit.
s	: acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.
ser	: service.
t	: transversal ; traction.
u	: ultime.
v	: à long terme.
w	: Ouest (point cardinal).
x, y, z	: afférents à des axes de coordonnées de direction x, y, z.

3. Notations

3.1 NOTATIONS EN MAJUSCULES LATINES

A_s	: Aire d'une section d'armatures passives.
A_p	: Aire d'une section d'armatures de précontrainte.
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.
B	: Aire d'une section de béton.
E	: Module d'élasticité longitudinal.
E_s	: Module d'élasticité d'un acier d'armature passive.
E_p	: Module d'élasticité d'un acier d'armature de précontrainte.
E_b	: Module de déformation longitudinal du béton.
E_n	: Module de déformation sous fluage.
E_i	: Module de déformation instantané (E_{ij} à l'âge de j jours).
E_v	: Module de déformation à long terme (E_{vj} pour une sollicitation appliquée à l'âge de j jours).
E_q	: Séisme.
F	: Force ou action en général.
F_{tu}	: Force ultime d'un cours d'étriers actifs transversaux.
G	: Module d'élasticité transversal ; action permanente.
I	: Moment d'inertie en général. En particulier, le moment d'inertie de flexion d'une section droite par rapport à l'axe central principal d'inertie.
J	: Moment d'inertie de torsion.
K	: Constante en général.
K_n	: Coefficient de fluage.
M	: Moment en général ; moment fléchissant.
M_f	: Moment de fissuration.
M_g	: Moment fléchissant dû aux charges permanentes.
M_q	: Moment fléchissant dû aux charges et actions variables.
M_u	: Moment de calcul pour l'état limite ultime.
M_{ser}	: Moment de calcul pour l'état limite de service.
M_t	: Moment de torsion.
N	: Effort normal (peut être indicé comme M).
P	: Action de la précontrainte.
P_k	: Action de la précontrainte : valeur caractéristique (P_1 = valeur maximale, P_2 = valeur minimale).
P_m	: Action de la précontrainte : valeur probable.
Q	: Action ou charge variable.
R	: Réaction d'appui; force résultante.

S	: Moment statique; sollicitation quelconque (1).
S_n	: Neige.
S_A	: Section d'ancrage.
S_R	: Autre section délimitant la zone de régularisation d'un effort concentré, dite section de régularisation.
T	: Moment de torsion (on utilise aussi M_t); variations uniformes de température.
V	: Effort tranchant : peut être indicé comme M.
$V_{\text{réd}}$: Effort tranchant réduit.
W	: Vent.

3.2 NOTATIONS EN MINUSCULES LATINES

a	: désigne de façon générale une dimension (longueur, dimension transversale, longitudinale; position longitudinale).
b	: désigne une dimension transversale (le plus souvent la largeur ou épaisseur d'une section).
b_o	: épaisseur brute de l'âme d'une poutre.
b_n	: épaisseur nette de l'âme d'une poutre.
b et b'	: largeur des membrures respectivement inférieure ou supérieure d'une poutre, s'il y a lieu de les distinguer.
c	: distance d'une barre, ou d'un conduit de câble au parement (enrobage).
c_g	: grosseur du granulats.
d	: distance d'une armature ou du barycentre d'armatures à la fibre extrême la plus comprimée. Dans le cas de deux groupes d'armatures, la notation d' est utilisée pour le plus proche de la fibre la plus comprimée.
e	: excentrement d'un effort normal par rapport au centre de gravité de la section, avec le signe du moment fléchissant qui le crée; dimension.
e_H, e_V	: espacement horizontal, vertical.
e_p	: excentrement de la précontrainte.
f	: résistance d'un matériau, indicée s'il y a lieu; flèche ; coefficient de frottement par unité de déviation angulaire.
f_e ou f_{se}	: limite élastique (2) d'un acier pour armature passive.
f_{pe}	: limite élastique (2) d'un acier pour armature de précontrainte.
f_{pr}	: limite de rupture (2) d'un acier.
f_{cj}	: résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{c28} ou f_c	: résistance caractéristique à la compression du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).
f_{tj}	: résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.
f_{t28} ou f_t	: résistance caractéristique à la traction du béton (âgé de 28 jours et conventionnelle).
f_{cm}	: résistance moyenne du béton en compression à rupture (valeur moyenne sur éprouvette).

(1) S s'emploie toujours avec un indice :

- S due à une action X s'écrit S_x
- les valeurs limites de S s'écrivent S_{lim} .

(2) Ces notations concernent le plus souvent les valeurs données par les agréments et les normes. On peut donc ajouter l'indice g pour souligner que c'est une valeur garantie (exemple f_{prg}).

g	: densité de charge permanente; accélération de la pesanteur; longueur de rentrée d'ancrage au relâchement du vérin pour les armatures tendues par post-tension.
h_o	: épaisseur d'une membrure de béton.
h	: hauteur totale d'une section (1).
i	: rayon de giration d'une section.
j	: nombre de jours.
k	: coefficient en général.
l	: longueur ou portée (2).
l_a	: longueur d'ancrage.
l_r	: longueur de zone de régularisation d'un effort concentré.
l_s	: longueur de scellement.
l_f	: longueur de flambement.
m_x, m_y, m_{xy}	
m_n, m_{nt}	: moments par unité de longueur dans une dalle.
n	: coefficient d'équivalence acier-béton; nombre entier.
q	: densité de charge variable.
r	: rayon de courbure.
r_m	: rayon moyen d'une pièce.
s	: espacement des armatures en général.
s_t	: espacement des armatures passives transversales.
S_t	: espacement des armatures de précontrainte transversales.
t	: temps.
u	: périmètre; dimension.
v_x, v_y, v_n	: effort tranchant par unité de longueur.
w	: largeur d'une fissure.
x	: coordonnée en général; abscisse en particulier.
y	: ordonnée par rapport à l'axe central principal d'inertie.
y_{ser} ou y	: profondeur de l'axe neutre pour les calculs à l'état limite de service.
y_u	: profondeur de l'axe neutre pour les calculs à l'état limite ultime.
z	: coordonnée complémentaire à x et y ; bras de levier du couple de flexion.

(1) La notation h_t est tolérée.

(2) Afin d'éviter les confusions dues aux caractères dactylographiques, il est loisible d'y substituer la notation manuscrite.

3.3 NOTATIONS EN MINUSCULES GRECQUES

L'écriture latine usuelle est donnée entre parenthèses.

α (alpha)	: angle d'une armature passive avec la fibre moyenne d'une poutre; déviation angulaire ; coefficient sans dimension.
β (bêta)	: angle d'inclinaison de calcul des bielles dues à l'effort tranchant.
γ (gamma)	: coefficient partiel de sécurité défini dans les directives communes au calcul des constructions (indiqué).
δ (delta)	: variation d'une grandeur (écrite en lettre grecque).
ε (epsilon)	: déformation relative.
ε_{bc}	: raccourcissement relatif du béton comprimé (ε_b lorsqu'il n'y a pas de confusion possible).
ε_{ic}	: déformation instantanée conventionnelle.
ε_r	: retrait du béton.
ε_{rf}	: déformation de retour de fluage.
ε_s	: allongement relatif de l'acier passif.
ε_p	: allongement relatif de l'acier de précontrainte.
η (êta)	: coefficient de fissuration d'une armature passive; coefficient sans dimension.
η_p	: coefficient de fissuration d'une armature de précontrainte.
θ (thêta)	: température ; déviation angulaire.
λ (lambda)	: élancement mécanique d'une pièce comprimée ; coefficient sans dimension.
μ (mu)	: coefficient sans dimension.
ν (nu)	: coefficient de Poisson pour le béton.
ξ (xi)	: coefficient sans dimension.
ρ (rhô)	: rapport de deux grandeurs de même dimension en particulier rapport du volume des aciers à celui du béton (ρ_s), fraction adhérente des armatures de précontrainte longitudinales (ρ_p).
$\rho_{1\ 000}$: valeur garantie de la perte par relaxation à 1 000 h.
ρ_{b0}	: masse volumique du béton léger frais.
ρ_{bs}	: masse volumique sèche du béton léger.
σ (sigma)	: contrainte normale.
σ_b	: contrainte du béton.
σ_{bc}	: contrainte de compression du béton.
σ_{bt}	: contrainte de traction du béton.
σ_s	: contrainte de l'acier passif.
σ_p	: contrainte de l'acier de précontrainte.
τ (tau)	: contrainte tangente.
τ_s	: contrainte d'adhérence.
τ_{se}	: contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ (phi)	: coefficient de frottement par unité de longueur ; angle.

χ (khi)	: courbure d'une section sous sollicitation.
ψ (psi)	: coefficient réducteur d'une action caractéristique : angle.
Ψ_s	: coefficient de scellement des armatures passives.
Ψ_{sp}	: coefficient de scellement des armatures de précontrainte.
ω (oméga)	: angle.

3.4 AUTRES NOTATIONS ET SYMBOLES

Δ	: axe ; variation ou différence (en particulier : $\Delta\sigma$ = variation de contrainte $\Delta\theta$ = différence de température).
Σ	: sommation.
Φ	: coefficient sans dimension.
Ω	: aire de calcul d'une section (en particulier aire de calcul d'une section soumise à la torsion).
\emptyset	: diamètre nominal d'une armature.
∞	: final (au temps conventionnel égal à l'infini).

ANNEXE 14

MODIFICATIONS RELATIVES AUX CHAPITRES 1 A 9 TABLE DES MATIÈRES

- 1.1 Domaine d'application
- 2.1 Béton
 - 2.1,2 Résistance à la compression
 - 2.1,3 Résistance à la traction
 - 2.1,4 Déformations longitudinales instantanées
 - 2.1,51 Retrait
 - 2.1,52 Fluage
 - 3.3,21 Perte de tension due au retrait du béton
 - 3.3,22 Perte de tension due au fluage du béton
 - 3.4,13 Perte à la mise en précontrainte de l'élément
- 5.2,13 Intervention des aciers passifs
- 5.2,2 Sections fissurées
- 6.1,11 Précontrainte adhérente
- 6.2,23 Calcul des déformations des pièces justifiées en classe I ou en classe II
- 6.3,1 Sollicitations de calcul
 - 6.3,311 Distribution des déformations limites
 - 6.3,312 Diagramme contraintes-déformations du béton
- 6.4,4 Hypothèses de calcul dans le cas général
- 7.3,2 Justification des armatures transversales
- 7.3,3 Justification du béton
- 7.6,53 Justification du béton des bielles de compression
- 8.6,2 Détermination des armatures passives
- 8.7,2 Détermination des armatures passives
- 9.6,41 Justification des armatures d'effort tranchant

ANNEXE 1 MODIFIÉE. - DÉFORMATIONS DU BÉTON

- 1 Domaine d'application
- 2 Déformations instantanées
 - 2.1 Calculs à l'état limite de service
 - 2.2 Calculs à l'état limite ultime
 - 2.2,1 Généralités
 - 2.2,2 Modèles de calcul

- 3 Retrait
- 3.1 Définitions
- 3.2 Retrait endogène
- 3.3 Retrait en dessiccation (ou de séchage)
- 3.4 Retrait total d'un élément de structure
- 4 Fluage
- 4.1 Généralités
- 4.2 Fluage sous contrainte constante
- 4.2.1 Fluage propre
- 4.2.2 Fluage de dessiccation
- 4.2.3 Fluage total d'un élément de structure
- 4.3 Méthode de superposition
- 4.3.1 Succession d'accroissements de contrainte
- 4.3.2 Diminution de contrainte - retour de fluage
- 4.3.3 Rechargement
- 4.4 Méthode incrémentale
- 4.4.1 Principe général de mise en œuvre
- 4.4.2 Donnée de la fonction $\phi(t, r_m, \rho_h, \rho_s, C)$
- 4.4.3 Cas d'un déchargement total

MODIFICATIONS RELATIVES À L'ANNEXE 4 - ZONES D'APPLICATION DES FORCES CONCENTRÉES

PREMIÈRE PARTIE - ZONE D'INTRODUCTION DE LA PRÉCONTRAINTÉ

- 1.3.2 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure - armatures d'équilibre général

DEUXIÈME PARTIE - ZONE D'APPUI SIMPLE D'ABOUT

- 2.1 Bielle d'about - conditions générales d'équilibre
- 3.1 Equilibre du coin - principe

MODIFICATIONS RELATIVES À L'ANNEXE 5 - OUVRAGES EN BÉTON DE GRANULATS LÉGERS

MODIFICATIONS RELATIVES À L'ANNEXE 6 - LES TRAITEMENTS THERMIQUES DES BÉTONS

- 3.1 Résistance à la compression à 28 jours
- 3.3 Résistance à la traction
- 3.5 Déformations différées du béton

MODIFICATIONS RELATIVES À L'ANNEXE 9 - DALLES DE BÂTIMENT PRÉCONTRAINÉES PAR POST-TENSION

- 3.4 Possibilité de négliger les effets de portique
- 5.2.3 Justification des armatures d'effort tranchant
- 5.2.4 Justification du béton
- 6.1 Ferrailage minimal - armatures des zones tendues
- 6.2 Règle particulière sur appuis ponctuels
- 7 Utilisation de prédalles

ANNEXE 14

RÈGLES RELATIVES A L'EMPLOI DE BÉTONS À HAUTES PERFORMANCES

Le fascicule approuvé par décret n° 92-72 du 16 janvier 1992, transmis par la circulaire n° 92-57 du 30 septembre 1992, sans la présente annexe, était prévu pour des bétons de résistance caractéristique comprise entre 40 et 60 MPa; les dispositions de la présente annexe bénéficient de l'expérience acquise depuis sur le comportement des BHP et sont de nature à offrir plus de fiabilité et de durabilité.

Les bétons à hautes performances (BHP) considérés dans cette annexe ont une résistance caractéristique en compression à 28 jours comprise entre 40 et 80 MPa. Par convention, on distingue par le vocable BHP avec fumée de silice les bétons dont le rapport pondéral fumée de silice/ciment est au moins égal à 5 %.

La résistance élevée des BHP s'accompagne d'une amélioration de la plupart de leurs propriétés d'usage, amélioration que prévoit d'ailleurs l'extrapolation des lois décrivant ces propriétés, lorsqu'elles sont indexées par la résistance du béton. La présente annexe s'applique aux BHP, dont elle prend en compte les caractères spécifiques ;

- *leur comportement à la rupture en compression diffère de celui des bétons classiques ;*
- *leur résistance en traction augmente moins vite que ce que laisse prévoir la loi affine reliant résistance en traction et en compression des bétons ordinaires ;*
- *leur résistance aux contraintes tangentes est modifiée par suite de la disparition progressive de l'effet d'engrènement ;*
- *leur retrait est moins dépendant de l'humidité et de la taille des pièces ;*
- *leur fluage est plus faible en valeur finale que celui des bétons ordinaires, particulièrement lorsqu'ils contiennent de la fumée de silice ;*
- *la formulation des BHP obéit à des règles précises, et leur contrôle de qualité exige une rigueur accrue ;*
- *enfin, les BHP exposés à l'incendie présentent un risque d'éclatement superficiel supérieur à celui de bétons de structure classique. Cet aspect n'est pas traité dans le présent texte.*

Lorsque le marché le prévoit, les dispositions de la présente annexe se substituent aux dispositions homologues des chapitres 1 à 9 et des annexes 1, 4, 5, 6 et 9 du présent fascicule.

On donne ci-après la liste des articles appelant des modifications pour leur application aux BHP, avec les changements correspondants. Les alinéas ou formules non commentés dans cette annexe sont inchangés. Dans toutes les formules qui suivent, les contraintes, les résistances et les modules de déformation des matériaux sont exprimés en MPa, et les temps en jours.

Les règles d'application sont généralement exprimées en fonction de la résistance en compression f_{cj} . Elles ne s'appliquent qu'aux bétons dont la résistance en traction f_{tj} est au moins égale à la valeur calculable selon l'article 2.1.3.

1.1. Domaine d'application

- L'incidence d'une faible proportion volumique de granulats (moins de 66 %) doit être prise en compte comme indiqué au § 1 de l'Annexe 1 modifiée aux règles BPEL; elle conduit en effet à une déformabilité nettement supérieure, notamment en termes de déformations différées.

2.1 Béton

2.1,2 Résistance à la compression

** La série des valeurs de résistance à la compression du béton, parmi lesquelles doit être de préférence choisie la valeur fixée par le marché, est complétée par les valeurs suivantes : 70,80 MPa.

2.1,3 Résistance à la traction

- Il convient de vérifier, lors de l'étude du béton, que la résistance caractéristique en traction (estimée à partir d'essais de fendage), notamment pour $j = 28$ jours, est supérieure à celle que l'on calcule à partir de la résistance caractéristique en compression par la formule $f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3}$. Cette formule rend compte d'une réalité moyenne sur un grand nombre de données et intègre un coefficient de sécurité lié à la dispersion des résultats. Mais la variabilité du rapport f_{tj}/f_{cj} devient importante pour les bétons à hautes performances, en fonction notamment du type de granulats utilisés, et une valeur trop faible de f_{tj} conduirait à ne plus être suffisamment en sécurité vis-à-vis de formules (notamment de résistance à l'effort tranchant) paramétrées uniquement par f_{cj} .

1.1. Domaine d'application

Les bétons de résistance caractéristique à 28 jours comprise entre 40 et 80 MPa sont couverts par la présente annexe. Cependant, pour les bétons dont la proportion volumique de granulats est inférieure à 66 %, les modèles de prédiction proposés pour le module élastique, le retrait et le fluage ne peuvent être appliqués sans vérification préalable de leur validité*.

2.1 Béton

La présente annexe s'applique aux bétons à hautes performances.

2.1,2 Résistance à la compression

2.1,3 Résistance à la traction

Pour $f_{cj} \geq 60$ MPa, la résistance caractéristique* à la traction s'exprime par $f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3}$.

Pour $40 \leq f_{cj} < 60$ MPa, la loi usuelle s'applique $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

2.1,4 Déformations longitudinales instantanées

2.1,43

2.1,51 Retrait

2.1,52 Fluage

2.1.4 Déformations longitudinales instantanées

2.1,43

Dans les cas courants, lorsque l'évaluation précise des déformations n'est pas nécessaire, on peut adopter un diagramme parabole-rectangle, dont la partie horizontale s'étend entre les abscisses ε_{bc1} et ε_{bc2} , avec :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{bc2} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \cdot 10^{-3}$$

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

2.1,51 Retrait

Pour une évaluation forfaitaire du retrait final, les valeurs usuelles s'appliquent :

- $1,5 \times 10^{-4}$ dans les climats très humides,
- $2,0 \times 10^{-4}$ en climat humide, ce qui est le cas en France, sauf dans le quart Sud-Est,
- $3,0 \times 10^{-4}$ en climat tempéré sec, comme dans le quart sud-est de la France,
- $4,0 \times 10^{-4}$ en climat chaud et sec,
- $5,0 \times 10^{-4}$ en climat très sec ou désertique.

Dans les cas où

- la cinétique du phénomène intervient,
 - le retrait au jeune âge a des effets mécaniques importants,
 - ou lorsqu'une plus grande précision est demandée,
- le calcul est mené selon les indications de l'annexe 1 modifiée.

2.1,52 Fluage

Dans les cas où les déformations finales de fluage sont évaluées à l'aide d'un module de déformations à long terme incluant les déformations instantanées et différées le coefficient Φ prend les valeurs suivantes :

- si $40 \leq f_{c28} < 60$ MPa : $\Phi = 2$
- si $60 \leq f_{c28} < 80$ MPa et pour un BHP sans fumée de silice : $\Phi = 1,5$
- si $60 \leq f_{c28} < 80$ MPa et pour un BHP avec fumée de silice : $\Phi = 0,8$.

Pour des calculs plus précis, il faut se reporter à l'annexe 1 modifiée.

3.3,21 Perte de tension due au retrait du béton

3.3,21 Perte de tension due au retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à $\Delta\sigma_r = \Delta\varepsilon_{\text{ret}}(t_1, t') E_p$, où $\Delta\varepsilon_{\text{ret}}(t_1, t')$ est le retrait s'effectuant entre l'âge t_1 du béton à la mise en tension et la durée de vie escomptée de la structure t' , évalué selon l'annexe 1 modifiée.

Pour une évaluation plus sommaire de la perte finale de tension due au retrait du béton, il est loisible, à titre de simplification, de prendre en compte les valeurs forfaitaires du retrait données en 2.1,51 de la présente annexe.

3.3,22 Perte de tension due au fluage du béton

3.3,22 Perte de tension due au fluage du béton

Pour les BHP de résistance supérieure ou égale à 60 MPa, la perte finale due au fluage du béton est prise égale aux valeurs suivantes :

- bétons sans fumée de silice :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{3}{4}(\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

- bétons avec fumée de silice :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{2}{5}(\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Si $\sigma_M \leq 1,5 \sigma_b$, ces valeurs deviennent respectivement

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{15}{8} \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}} \text{ et } \Delta\sigma_{fl} = \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}.$$

3.4,13 Perte à la mise en précontrainte de l'élément

3.4,13 Perte à la mise en précontrainte de l'élément

Pour les bétons de résistance supérieure à 40 MPa, le coefficient k_i , dans l'expression de la perte à la mise en précontrainte de l'élément, prend la valeur $k_i = 0$.

5.2,13 Intervention des aciers passifs

5.2,13 Intervention des aciers passifs

Pour les BHP de résistance supérieure ou égale à 60 MPa, le coefficient d'équivalence prend la valeur $n_v = 9$.

5.2,2 Sections fissurées

6.1,11 Précontrainte adhérente

b) Calcul en section fissurée

6.2,23 Calcul des déformations des pièces justifiées en classe I ou en classe II

La variation de courbure est donnée par l'équation suivante :

$$\Delta\chi = \frac{\Delta M}{I} \left\{ \frac{1}{E_{ij}} + \frac{\varepsilon_{flu}(t, t_0, t_j, f_{c28}, f_c(t_j), \sigma, r_m, \rho_h, \rho_s)}{\sigma} \right\}$$

où ε_{flu}/σ est défini au paragraphe 4.2,3 de l'annexe 1 modifiée.

6.3,1 Sollicitations de calcul

6.3,311 Distribution des déformations limites

5.2,2 Sections fissurées

Pour les BHP de résistance supérieure ou égale à 60 MPa, le coefficient d'équivalence prend la valeur $n_v = 9$.

6.1,11 Précontrainte adhérente

b) Calcul en section fissurée

Pour les BHP de résistance supérieure ou égale à 60 MPa, le coefficient d'équivalence prend la valeur $n_v = 9$.

6.2,23 Calcul des déformations des pièces justifiées en classe I ou en classe II

6.3,1 Sollicitations de calcul

La courbure limite $\chi_{lim u}$ est évaluée à partir des valeurs de déformations indiquées en 6.3,311.

6.3,311 Distribution des déformations limites

La déformation correspondant au pivot B s'écrit :

$$\varepsilon_{bc2} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) 10^{-3}.$$

La distance du pivot C à la fibre la plus comprimée

devient $\left(1 - \frac{2 \cdot 10^{-3}}{\varepsilon_{bc2}} \right) h$.

6.3,312 Diagramme contraintes-déformations du béton

**** La valeur de 0,35 % est remplacé par ε_{bc2} .

6.3,312 Diagramme contraintes-déformations du béton

Le diagramme contrainte-déformation du béton pouvant être dans tous le cas est le diagramme parabole-rectangle schématisé ci-dessous, dont la partie horizontale se s'étend entre les abscisses ε_{bc1} et ε_{bc2} , avec :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{bc2} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \cdot 10^{-3}$$

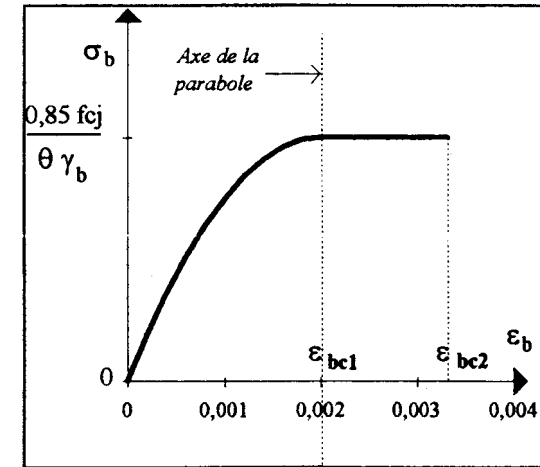


Fig. 4

La hauteur 0,8 du diagramme rectangulaire simplifié est remplacée par λy , le coefficient λ

étant fonction de la résistance selon la relation $\lambda = 1 - \frac{0,7}{4,5 - 0,025 f_{cj}}$.

6.4,4 Hypothèses de calcul dans le cas général

* Le premier commentaire de l'article n'est plus applicable pour les BHP.

**** Le rapport d'affinité devient :

$$1 + \frac{E_{i28}}{\sigma} \sum \alpha_j \varepsilon_{flu}(t, t_0, t_j, f_{c28}, f_c(t_j), \sigma, r_m, \rho_h, \rho_s)$$

où :

- E_{i28} est le module élastique du béton à 28 jours ;
- α_j est le rapport du moment du premier ordre dû à l'action appliquée au temps t_j , au moment total du premier ordre ;
- ε_{flu} est la déformation du fluage donnée dans le paragraphe 4.2,3 de l'annexe 1 ci-après.

7.3,2 Justification des armatures transversales

7.3,21

6.4,4 Hypothèses de calcul dans le cas général

L'alinéa « On adopte pour le béton comprimé... et de rapport $1 + \alpha \Phi$ » est remplacé par le suivant :

« On adopte pour le béton comprimé le deuxième type de diagramme contrainte-déformation défini en 2.1,43 de la présente annexe 14 et précisé dans l'annexe 1 à la présente annexe 14 (loi de Sargin). Cependant, pour les éléments d'élançement mécanique λ inférieur ou égal à 50, il est loisible d'utiliser le premier type de diagramme (parabole-rectangle). L'élançement est calculé avec la longueur fictive de flambement de l'article 6.4.5. Dans tous les cas, outre l'application des coefficients de sécurité à la résistance f_{cj} et au module E_{ij} (selon l'annexe 1 modifiée) ou à la résistance seule (selon 6.3,312 modifié), est appliquée une affinité parallèle à l'axe des déformations, de rapport $(1 + \alpha \Phi)$. »

Le coefficient Φ , rapport de la déformation finale de fluage à la déformation instantanée, s'écrit :

$$\Phi = \frac{E_i(t_1)}{\sigma} \cdot \varepsilon_{flu}(t, t_0, t_1, f_{c28}, f_c(t_1), \sigma, r_m, \rho_h, \rho_s)$$

où

- t est l'âge du béton pour lequel on calcule la déformation finale ;
- $\sigma = 1$ est la contrainte unité ;
- $E_i(t_1)$ est le module élastique du béton à l'âge t_1 de mise en charge ;
- ε_{flu} la déformation de fluage donnée dans le paragraphe 4.2 de l'annexe 1 modifiée.

Dans les cas courants, on peut prendre, pour $t = \infty$:

- si $40 \leq f_{c28} < 60$ MPa : $\Phi = 2$
- si $60 \leq f_{c28} < 80$ MPa et pour un BHP sans fumée de silice : $\Phi = 1,5$
- si $60 \leq f_{c28} < 80$ MPa et pour un BHP avec fumée de silice : $\Phi = 0,8$.

7.3,2 Justification des armatures transversales

7.3,21

Le terme $f_{tj}/3$, qu'il est loisible d'ajouter au terme $\tau_u \lim$, dans le cas d'une section non entièrement tendue, est remplacé par $0,16 f_{cj}^{1/2}$.

7.3,22

7.3,23

7.3,24

7.3,3 Justification du béton

La contrainte ultime limite des bielles n'est plus proportionnelle à f_{cj} pour les bétons de résistance supérieure à 40 MPa. Elle est voisine de $2,28 \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}^{2/3}$

au lieu de $\frac{2}{3} \frac{0,85}{\gamma_b} f_{cj}$.

Pour $\beta_u = 30^\circ$, la condition ci-dessus est voisine de

$$\tau_{red.u} \leq \frac{f_{cj}^{2/3}}{1,2 \gamma_b}$$

7.6,53 Justification du béton des bielles de compression

8.6,2 Détermination des armatures passives

b) Pourcentage minimal

7.3,22

Dans la première équation, le terme $f_{tj}/3$ est remplacé par $0,16 f_{cj}^{1/2}$. Dans la condition définissant le minimum exigé d'armatures d'âme, 0,4 MPa est remplacé par $0,13 f_{tj}$.

7.3,23

Le terme $f_{tj}/3$ est remplacé par $0,16 f_{cj}^{1/2}$.

7.3,24

Le terme $f_{tj}/3$ est remplacé par $0,16 f_{cj}^{1/2}$.

7.3,3 Justification du béton

On doit vérifier que $\tau_{red.u} \leq \frac{0,85}{\gamma_b} 1,14 f_{cj}^{2/3} \sin 2\beta_u$.

7.6,53 Justification du béton des bielles de compression

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{Vu}^2 + \tau_{Tu}^2 \leq \left(0,86 \frac{f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b} \right)^2$$

8.6,2 Détermination des armatures passives

b) Pourcentage minimal

La valeur 0,3 du pourcentage minimal d'armatures transversales est remplacé par $0,1 f_{tj}$.

8.7,2 Détermination des armatures passives

b) Pourcentage minimal

Dans le cas de pièces préfabriquées précontraintes par pré-tension munies de blochets d'extrémité, ce pourcentage minimal peut être réduit à $0,07 f_{tj}$ sur la longueur de ces derniers ; cette valeur réduite peut être également retenue pour les poutres à section rectangulaire.

9.6,41 Justification des armatures d'effort tranchant

8.7,2 Détermination des armatures passives

b) Pourcentage minimal

La valeur du pourcentage minimal d'armatures transversales est remplacée par $0,1 f_{tj}$.

9.6,41 Justification des armatures d'effort tranchant

La valeur limite de la contrainte tangente pour laquelle aucune armature d'effort

tranchant n'est requise dans une dalle est : $0,57 \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$.

Pour les poutres-dalles, le volume relatif minimum d'armatures verticales est donné par la règle de l'article 7.3,22 modifié, avec une valeur minimale de :

- $0,13 f_{tj}$ sur les largeurs égales à $0,5 h$ à partir des bords libres éventuels ;
- $0,03 f_{tj}$ sur le reste de la dalle.

Dans les autres cas, les armatures verticales d'effort tranchant dans les dalles sont dimensionnées conformément à la règle donnée pour les poutres en 7.3,22 modifié, en remplaçant le terme $0,16 f_{cj}^{1/2}$ par $0,4 f_{cj}^{1/2}$ dans le second membre.

Page laissée intentionnellement blanche

ANNEXE 1 MODIFIEE - DEFORMATIONS DU BETON

Cette annexe se substitue à l'annexe 1 correspondante du BPEL 91, pour son application aux BHP.

1 Domaine d'application

La présente annexe concerne l'estimation des déformations instantanées et différées par retrait et fluage des bétons à hautes performances de résistance caractéristique en compression comprise entre 40 et 80 MPa. Elle reflète l'état actuel des connaissances. Elle est modifiée ou complétée par l'annexe 6 pour les bétons traités thermiquement.

Les formules proposées ne peuvent être appliquées sans vérification préalable de leur validité pour les bétons dont la proportion volumique de granulats est inférieure à 66 %. Pour ces bétons, une majoration des déformations peut être déterminée expérimentalement, ou par référence à des modèles dits d'homogénéisation, qui conduisent notamment aux ordres de grandeur suivants :

- retrait endogène au temps infini augmenté de 10×10^{-6} par % de proportion granulaire en moins ;
- fluage propre spécifique augmenté de $0,6 \times 10^{-6}/\text{MPa}$ par % de proportion granulaire en moins.

Les formules proposées en 3 "Retrait" et 4 "Fluage" rendent compte de la tendance moyenne de résultats dont la dispersion importante, liée notamment à la variabilité de la formulation (en particulier proportion granulaire, compacité propre des granulats et nature de ces granulats). justifie de réaliser des calculs "en fourchette", en majorant (respectivement minorant) de 30 % l'amplitude des déformations différées.

Lorsque l'incidence sur le dimensionnement de l'ouvrage est faible, il conviendra de se placer en sécurité, généralement en majorant les effets différés.

Lorsque la différence entre les deux calculs "en fourchette" risque de conduire à des modifications importantes, dans le dimensionnement de l'ouvrage (structures sensibles au fluage) et/ou dans le calcul des phases d'exécution (mise en tension des câbles, vérinage, dénivellations d'appui), il est recommandé d'estimer plus précisément, par des essais, le comportement différé du béton qui sera employé. On pourra alors le plus souvent se satisfaire du calcul utilisant la valeur moyenne des déformations différées, obtenue en calibrant les coefficients d'amplitude de ϵ_{re} , ϵ_{rd} , ϵ_{fp} et ϵ_{fd} , et éventuellement les termes de cinétique, sur les résultats expérimentaux.

Compte tenu des incertitudes sur la description de la cinétique de fluage, il est généralement prudent, dans la justification de l'ouvrage en situation durable, de tenir compte des redistributions dues à la valeur asymptotique (au temps infini) des déformations différées.

2 Déformations instantanées

2.1 Calculs à l'état limite de service

Dans le cas des calculs à l'état limite de service, il est généralement suffisant d'adopter un modèle linéaire et élastique. Pour les bétons à hautes performances, le module sécant et le module tangent peuvent être considérés comme identiques, et la part de déformation non-recouvrable comme négligeable.

2.2 Calculs à l'état limite ultime

2.2,1 Généralités

Lorsqu'on impose au béton une déformation croissante, la contrainte qu'il supporte passe par un maximum correspondant à la résistance en compression du béton, puis décroît jusqu'à la rupture qui dépend du gradient de déformations, et de la présence d'armatures transversales. En effet, à partir du pic d'effort, le champ de déformation n'est plus homogène; la surface du béton s'écaille du côté des déformations maximales, et la rupture survient par localisation des déformations dans des surfaces de glissement. Au stade ultime, la capacité portante de la structure ne dépend plus de la résistance initiale du béton. Il s'ensuit que le comportement d'ensemble est d'autant plus fragile que la résistance du béton est élevée (fig. 1).

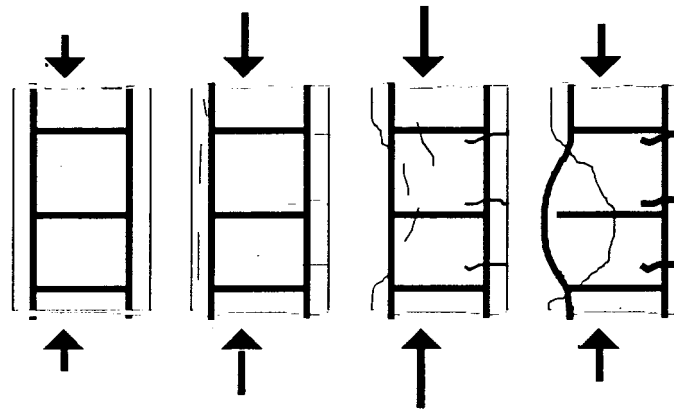


Fig. 1

Ce comportement sous déformation monotone croissante correspond à l'enveloppe de la relation déformation-contrainte, lorsque le matériau est soumis à des cycles de déformation imposée en compression répétée.

2.2,2 Modèles de calcul

Par commodité, on considère que le comportement du matériau peut être décrit par une relation contrainte-déformation, même après le pic d'effort. Dans les cas courants, lorsque l'évaluation précise des déformations n'est pas nécessaire, on adopte un diagramme parabole-rectangle, dont la partie horizontale s'étend entre les abscisses ε_{bc1} et ε_{bc2} , avec :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{bc2} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \cdot 10^{-3}$$

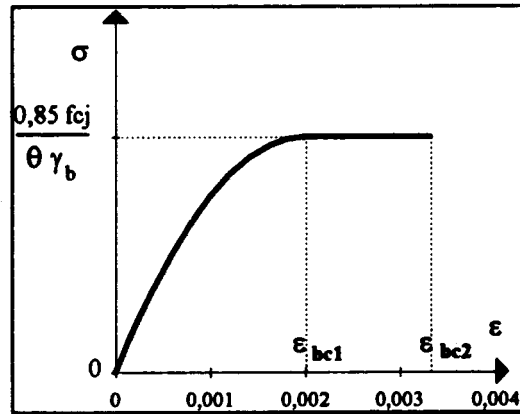


Fig. 2

Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, et notamment dans les calculs de stabilité de forme, le modèle parabole-rectangle n'est généralement pas suffisant. Pour représenter la branche ascendante de la courbe, la loi adoptée doit tenir compte des caractéristiques suivantes :

- la résistance à la compression du béton f_{cj} , frappée du coefficient de sécurité usuel $\frac{0,85}{\theta \gamma_b}$
- le module tangent à l'origine, qui peut être évalué au moyen de la formule $E_{ij0} = 11000 f_{cj}^{1/3}$ frappé du coefficient de sécurité $1/\gamma_b$,
- et la déformation au pic de contrainte, qui peut être évaluée au moyen de la formule $\varepsilon_{b0} = 0,62 \cdot 10^{-3} f_{cj}^{1/3}$

On peut alors utiliser la formule de Sargin :

$$\sigma_b = f_{bu} \frac{k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) + (k-1) \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) + k' \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}$$

$$\text{où : } f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj} \quad k = \frac{\theta}{0,85} \frac{E_{ij} \varepsilon_{b0}}{f_{cj}} \quad k' = -\frac{k}{1,65} + \frac{f_{cj} - 30}{f_{cj} - 36}$$

Les coefficients θ et γ_b sont définis à l'article 6.3,312 modifié. La loi de Sargin est représentée en figure 3.

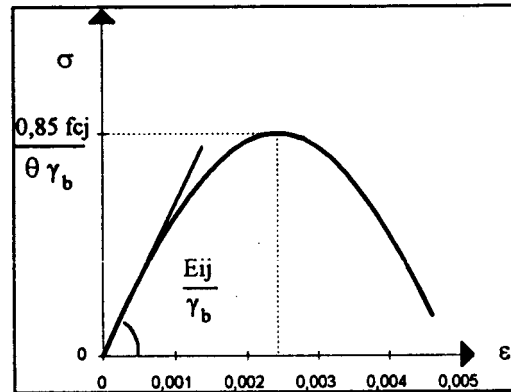


Fig. 3

3 Retrait

3.1 Définitions

A partir de la prise du béton, le retrait est le raccourcissement spontané du matériau non chargé. Il se décompose en deux parties :

- le retrait endogène, ou d'auto-dessiccation, provoqué par le durcissement du béton ;
- le retrait de dessiccation, lié à des échanges hydriques entre le matériau et le milieu extérieur. Notons que le retrait de dessiccation peut être négatif (dans ce cas, c'est un gonflement).

Le retrait total est la somme algébrique des deux types de retraits.

Dans le cas des pièces massives, un retrait thermique non négligeable peut se superposer aux retraits endogène et de dessiccation. Il se produit dans un temps qui dépend de l'épaisseur de la pièce, et peut être évalué, si besoin est, au moyen d'une simulation numérique aux éléments finis.

3.2 Retrait endogène

La cinétique de retrait endogène dépend de la vitesse de la réaction d'hydratation. On la quantifie, dans un premier temps, en prenant en compte la vitesse de durcissement du matériau, ce qui permet de tenir compte des spécificités de chaque béton. Le rapport $f_c(t)/f_{c28}$ *maturité* du béton jeune, est pris alors comme variable de contrôle avant 28 jours. Ainsi, pour les pièces massives, dont le durcissement est plus rapide, une part plus importante du retrait endogène s'effectuera au jeune âge. L'évolution du retrait endogène au-delà de 28 jours est décrite en fonction du temps.

On adopte les formules suivantes :

- Pour $t < 28$ jours

- si $f_c(t)/f_{c28} < 0,1$, alors $\varepsilon_{re}(t, f_{c28}) = 0$
- si $f_c(t)/f_{c28} \geq 0,1$, alors $\varepsilon_{re}(t, f_{c28}) = (f_{c28} - 20) \left(2,2 \frac{f_c(t)}{f_{c28}} - 0,2 \right) \cdot 10^{-6}$

où ε_{re} est le retrait endogène effectué entre la prise du béton et l'instant t (exprimé en jours), et $f_c(t)$ la résistance caractéristique au même instant. Dans le cas où cette résistance n'est pas connue, on peut l'évaluer en utilisant la loi de durcissement fournie dans le commentaire de l'article 2.1,2 du texte. Pour une description plus fine de la cinétique de retrait endogène avant 28 jours, on pourra adopter une loi hyperbolique de durcissement calibrée sur les données expérimentales de résistance disponibles.

- Pour $t \geq 28$ jours, $\varepsilon_{re}(t, f_{c28}) = (f_{c28} - 20) \left[2,8 - 1,1 e^{-t/96} \right] \cdot 10^{-6}$

On notera que, dans les cas où la résistance à 28 jours du béton serait notablement supérieure à la résistance caractéristique requise, la prise en compte de cette dernière donnée conduirait à une sous-estimation du retrait endogène.

3.3 Retrait de dessiccation (ou de séchage)

Le béton à hautes performances étant sujet à l'auto-dessiccation, son hygrométrie interne, en l'absence d'échange d'eau avec le milieu extérieur, diminue dans le temps et se stabilise en quelques semaines à une valeur d'autant plus basse que sa résistance à 28 jours est élevée. Le retrait de dessiccation, dont la cinétique est généralement plus lente, dépend ainsi de la différence entre l'hygrométrie interne et l'humidité du milieu environnant ρ_h . Le séchage étant un phénomène *diffusif*, l'avancement du processus varie avec la quantité $(t - t_0) / r_m^2$, où t est l'âge du béton à l'instant considéré, t_0 l'âge à partir duquel la dessiccation commence, et r_m le rayon moyen de la pièce (défini en 2.1,5 et exprimé en cm). Enfin, l'expérience montre que le retrait de dessiccation est plus rapide pour les bétons avec fumée de silice.

Les formules permettant d'évaluer le retrait de dessiccation sont les suivantes.

- bétons sans fumées de silice : $\varepsilon_{rd}(t, t_0, f_{c28}, r_m, \rho_h) = \frac{K(f_{c28}) \left[72 e^{-0,046 f_{c28}} + 75 - \rho_h \right]}{1 + 8,4 \frac{r_m^2}{(t - t_0)}} \cdot 10^{-6}$

- bétons avec fumées de silice : $\varepsilon_{rd}(t, t_0, f_{c28}, r_m, \rho_h) = \frac{K(f_{c28}) \left[72 e^{-0,046 f_{c28}} + 75 - \rho_h \right]}{1 + 2,8 \frac{r_m^2}{(t - t_0)}} \cdot 10^{-6}$

avec : $K(f_{c28}) = 18$ si $40 \leq f_{c28} \leq 57$ MPa
 $K(f_{c28}) = 30 - 0,21 f_{c28}$ si $f_{c28} \geq 57$ MPa

En l'absence de données plus précises, on peut prendre pour les ouvrages à l'air libre :

- $\rho_h = 55$ dans le quart sud-est de la France
- $\rho_h = 70$ dans le reste du territoire métropolitain.

Dans les cas où l'humidité extérieure est supérieure à l'humidité interne à l'équilibre (représentée par le terme $72 e^{-0,046 f_{c28}} + 75$), le retrait de dessiccation devient un gonflement.

3.4 Retrait total d'un élément de structure

Dans les cas courants, on prend en compte la réduction du retrait, due à la présence d'armatures adhérentes (armatures passives ou armatures de précontrainte par prétension), par le taux d'armatures dans la direction considérée ρ_s . Le retrait total qui s'effectue entre la prise du béton et une date donnée devient :

$$\varepsilon_{ret} = \frac{\varepsilon_{re} + \varepsilon_{rd}}{1 + n \rho_s}$$

où $n = 15$ lorsque $40 \leq f_{c28} < 60$ MPa

et $n = 9$ lorsque $60 \leq f_{c28} \leq 80$ MPa.

Cependant, dans les sections dont le ferrailage est très dissymétrique, il peut être nécessaire de calculer le retrait par zones, en tenant compte de la position des armatures.

Le retrait s'effectuant entre deux dates t et t' est égal à la différence des retraits totaux calculés à chaque date : $\Delta \varepsilon_{ret}(t, t') = \varepsilon_{ret}(t') - \varepsilon_{ret}(t)$

4 Fluage

4.1 Généralités

Le terme général de fluage désigne les déformations différées du béton sous l'effet des contraintes qui lui sont appliquées, le retrait étant, par convention, déduit des déformations différées totales.

En 4.2, on présente un modèle qui résume les résultats d'essais de fluage disponibles (déformations d'une éprouvette placée dans des conditions de température et d'hygrométrie stationnaires, et soumise à un chargement *constant*). Le paragraphe 4.3 détaille la mise en oeuvre de la méthode de superposition, pour évaluer le fluage du béton dans une structure. La méthode incrémentale figure au paragraphe 4.4, et constitue une autre façon de traiter le même problème.

4.2 Fluage sous contrainte constante

Si on applique sur un béton non encore chargé, à l'âge t_1 , une contrainte σ que l'on maintient ensuite constante, on peut admettre que la déformation de fluage, à un instant donné, est proportionnelle à la contrainte σ , tant que cette contrainte reste inférieure à environ $0,6 f_{cj}$. Par ailleurs, le fluage peut se décomposer en deux parties :

- le fluage propre, qui apparaît lorsque le béton n'échange pas d'humidité avec le milieu environnant; ce phénomène est en principe indépendant de la taille des pièces;
- le fluage de dessiccation, supplément de fluage lié au séchage du béton pendant le chargement, qui dépend des dimensions de la structure.

4.2,1 Fluage propre

Il apparaît que l'amplitude finale du fluage propre dépend de la contrainte appliquée σ , du module élastique à 28 jours du béton E_{i28} et, pour les bétons avec fumée de silice, de la résistance du béton au moment du chargement $f_c(t_1)$. La cinétique est d'autant plus rapide que le béton est chargé jeune, et qu'il contient de la fumée de silice. La cinétique est fonction de la maturité du matériau au moment du chargement, exprimée par le rapport $f_c(t_1)/f_{c28}$. La déformation de fluage propre apparaissant dans l'intervalle de temps (t_1, t) , t_1 étant l'âge de chargement, sous une contrainte σ , peut être calculée par les expressions suivantes.

- bétons sans fumée de silice :
$$\varepsilon_{fp}(t, t_1, f_{c28}, E_{i28}, \sigma) = 1,4 \frac{\sigma}{E_{i28}} \frac{\sqrt{t - t_1}}{\left[\sqrt{t - t_1} + 0,40 e^{3,1 f_c(t_1)/f_{c28}} \right]}$$
- bétons avec fumée de silice :
$$\varepsilon_{fp}(t, t_1, f_{c28}, E_{i28}, \sigma) = \frac{3,6}{f_c(t_1)^{0,37}} \frac{\sigma}{E_{i28}} \frac{\sqrt{t - t_1}}{\left[\sqrt{t - t_1} + 0,37 e^{2,8 f_c(t_1)/f_{c28}} \right]}$$

4.2,2 Fluage de dessiccation

Le fluage de dessiccation est abordé par référence au retrait de dessiccation qui se produit pendant le chargement. On constate que les BHP avec fumée de silice ont un fluage de dessiccation très faible, voire négligeable. Les expressions sont les suivantes:

- bétons sans fumée de silice : $\varepsilon_{fd}(t, t_0, t_1, f_{c28}, \rho_h, r_m, \sigma) = 3,2 \left[\varepsilon_{rd}(t, \dots) - \varepsilon_{rd}(t_1, \dots) \right] \cdot 10^3 \frac{\sigma}{E_{i28}}$
- bétons avec fumée de silice : $\varepsilon_{fd}(t, t_0, t_1, f_{c28}, \rho_h, r_m, \sigma) = \left[\varepsilon_{rd}(t, \dots) - \varepsilon_{rd}(t_1, \dots) \right] \cdot 10^3 \frac{\sigma}{E_{i28}}$

4.2,3 Fluage total d'un élément de structure

Comme pour le retrait, le fluage total s'obtient par addition des deux déformations élémentaires, en tenant compte de la gêne apportée par les armatures :

$$\varepsilon_{flu}(t, t_0, t_1, f_{c28}, f_c(t_1), \sigma, r_m, \rho_h, \rho_s) = \frac{\varepsilon_{fp} + \varepsilon_{fd}}{1 + n \rho_s}$$

où $n = 15$ lorsque $40 \leq f_{c28} < 60$ MPa

et $n = 9$ lorsque $60 \leq f_{c28} \leq 80$ MPa.

Cependant, dans les sections où la densité de ferrailage dans les zones extrêmes est très différente, il peut être nécessaire de calculer le fluage zone par zone, en tenant compte de la position des armatures.

4.3 Méthode de superposition

La méthode de superposition, qui repose sur la visco-élasticité linéaire, consiste à admettre l'additivité des déformations de fluage par rapport aux contraintes appliquées. Lorsque les contraintes sont croissantes dans le temps, l'expérience montre que les prévisions de cette méthode sont bien vérifiées. Par contre, en cas de diminution de contrainte, le retour de fluage prédit est très supérieur à celui qui est mesuré. Si la diminution de contrainte est faible en valeur absolue ou relative, ou si elle est suivie d'un rechargement significatif, on peut négliger ce phénomène, et utiliser la méthode décrite en 4.3,1. Par contre, en cas de déchargement important et définitif, on doit prendre en compte une modélisation spécifique du retour de fluage, et appliquer les paragraphes 4.3,2 et 4.3,3. Par ailleurs, l'application stricte de la méthode de superposition n'est possible que si l'on suppose l'hygrométrie extérieure constante pendant la durée de chargement du béton.

4.3,1 Succession d'accroissements de contrainte

Dans le cas d'une succession d'accroissements de contraintes, on peut admettre de superposer l'effet de chaque variation de contrainte. La déformation de fluage au temps t est

donc donnée par $\varepsilon_{fl}(t) = \sum_{j=1}^n \varepsilon_{flu}(t, t_0, t_j, f_{c28}, f_c(t_j), \Delta\sigma_j, r_m, \rho_h, \rho_s)$, où les variations de contrainte $\Delta\sigma_j$ sont appliquées aux temps t_j .

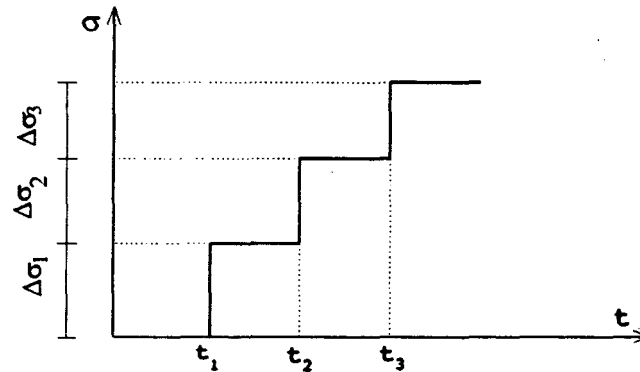


Fig. 4

4.3,2 Diminution de contrainte - retour de fluage

On considère le cas où l'on applique d'abord une contrainte σ_1 à l'âge t_1 , puis une décharge partielle, $\Delta\sigma_2$ à l'âge t_2 . Les variations de contrainte étant comptées positivement dans le sens d'un accroissement de contrainte, $\Delta\sigma_2$ est négatif. La contrainte résiduelle est donnée par $\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2$.

Dans l'intervalle de temps compris entre t_1 et t_2 , la déformation de fluage est donnée par la formule du paragraphe 4.2,3.

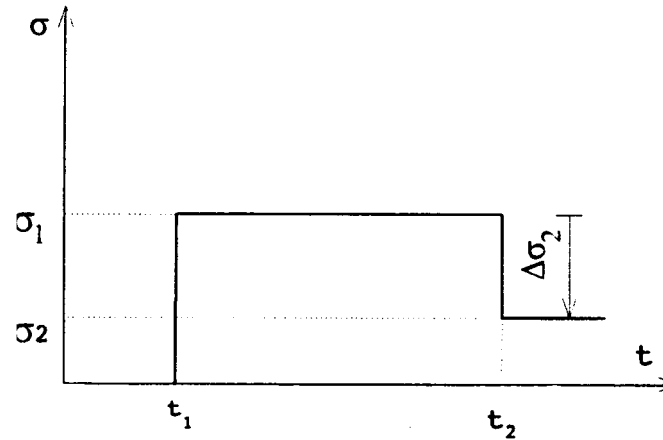


Fig. 5

A un temps t supérieur à t_2 , on peut considérer que la déformation de fluage est la somme de trois termes :

- la déformation de fluage au temps t due à la contrainte résiduelle σ_2 évaluée au moyen de la formule de l'article 4.2,3 : $\varepsilon_{fl1}(t) = \varepsilon_{flu}(t, t_0, t_1, f_{c28}, f_c(t_1), \sigma_2, r_m, \rho_h, \rho_s)$
- la déformation de fluage au temps t_2 due à l'effet d'une contrainte $(\sigma_1 - \sigma_2)$ appliquée pendant l'intervalle de temps (t_1, t_2) , calculable à l'aide des formules de l'article 4.2,3 :

$$\varepsilon_{fl2} = \varepsilon_{flu}(t_2, t_0, t_1, f_{c28}, f_c(t_1), \sigma_1 - \sigma_2, r_m, \rho_h, \rho_s)$$

- et la déformation dite de *retour de fluage*, due à l'application de la contrainte $(\Delta\sigma_2 < 0)$ à l'instant t_2 qui se produit dans l'intervalle de temps (t_2, t) et qui est négative.

Cette déformation de retour de fluage peut être évaluée au moyen de l'expression :

$$\varepsilon_{r1}(t) = \frac{\varepsilon_{flu}(t_2 + t_2 - t_1, t_0, t_2, f_{c28}, f_c(t_2), \Delta\sigma_2, r_m, \rho_h, \rho_s)}{k_r(t_2 - t_1)} g(t - t_2)$$

où k_r est une fonction de la durée $t_2 - t_1$ d'application de la contrainte σ_1 , et $g(t - t_2)$ est la loi d'évolution du retour de fluage, qui varie de 0 à 1 lorsque la durée du déchargement $(t - t_2)$ varie de 0 à l'infini.

La fonction de la durée du chargement, $k_r(t)$, peut être évaluée au moyen de l'expression :

- $k_r(t_2 - t_1) = 4 \sqrt{\log(t_2 - t_1)}$ si $t_2 - t_1 \geq 2$ jours
- $k_r(t_2 - t_1) = 1 + 0,6(t_2 - t_1)$ si $t_2 - t_1 < 2$ jours

où la durée d'application du chargement est comptée en jours.

La loi d'évolution du retour de fluage $g(t-t_2)$ peut être évaluée au moyen de l'expression : $g(t-t_2) = 1 - \frac{1}{\sqrt{1+(t-t_2)}}$

4.3,3 Rechargement

Au cas où un rechargement significatif succéderait à une décharge, le paragraphe 4.3,2 ne s'applique pas. On doit alors procéder par superposition stricte, comme indiqué en 4.3,1. en ajoutant algébriquement l'effet de chaque incrément de contrainte. Le calcul conduira dans ce cas à sous-estimer le fluage. ou à surestimer la recouvrance consécutive aux déchargements. Si une meilleure précision est recherchée en phase transitoire, i.e. avant stabilisation des déformations, on aura intérêt à utiliser la méthode incrémentale. décrite ci-après.

4.4 Méthode incrémentale

La méthode incrémentale de calcul du fluage du béton est fondée sur une relation donnant la vitesse de déformation de fluage en fonction :

- de la valeur de cette déformation déjà apparue ;
- de la contrainte appliquée ;
- et des autres paramètres décrivant l'état du béton, tels que l'hygrométrie ou la résistance en compression.

Cette relation constitue, lorsque la contrainte et l'hygrométrie sont constantes, une équation différentielle du premier ordre, dont la solution est une famille de courbes. Contrairement à la méthode de superposition, la méthode incrémentale permet de prendre en compte des variations d'hygrométrie en cours de chargement.

4.4.1 Principe général de mise en oeuvre

La description de la mise en oeuvre est faite ici pour les cas où les variations de contrainte et d'hygrométrie sont instantanées (comme en 4.3). On fait l'hypothèse de *continuité* des déformations de fluage, et on se donne une famille de fonctions $\phi(t, r, m, \rho_h, \rho_s, C)$, paramétrée par C, décrivant toutes les évolutions de $\varepsilon_{ff}(t)$ σ lorsque la contrainte σ est constante.

On considère ainsi le cas d'une contrainte σ_1 et d'une hygrométrie ρ_{h1} constantes entre les instants t_1 et t_2 , appliquées à un béton dont la déformation de fluage à l'instant t_1 vaut ε_{ff1} . Pour calculer l'évolution de $\varepsilon_{ff}(t)$ entre les instants t_1 et t_2 , on effectue les deux étapes suivantes :

1. on résout l'équation suivante, d'inconnue C_1 : $\varepsilon_{fl_1} = \sigma_1 \cdot \phi(t_1, r_m, \rho_h, \rho_s, C_1)$. Cette équation non-linéaire peut être résolue, par exemple, au moyen d'une méthode de dichotomie ;

2. on écrit alors $\varepsilon_{fl}(t) = \sigma_1 \cdot \phi(t, r_m, \rho_h, \rho_s, C_1)$ pour tous les instants t compris entre t_1 et t_2 .

La déformation de fluage est initialisée à 0 avant l'application de tout chargement.

4.4,2 Donnée de la fonction $\phi(t, r_m, r_h, r_s, C)$

Une partie de ces courbes est donnée par les fonctions : $\varepsilon_{flu}(t, t_0, C, f_{c28}, f_c(C), 1, r_m, \rho_h, \rho_s)$

Ici, le paramètre C correspond à l'âge du béton au moment du chargement (antérieur au temps t considéré). On prendra pour valeur minimale de C la valeur C^* telle que $f_c(C^*) = 10 \text{ MPa}$.

Les courbes $\varepsilon_{flu}(t, t_0, C, f_{c28}, f_c(C), 1, r_m, \rho_h, \rho_s)$ ont alors une limite supérieure égale à $\varepsilon_{flu}(t, t_0, C^*, f_{c28}, 10, 1, r_m, \rho_h, \rho_s)$

Dans le domaine non couvert par les courbes $\varepsilon_{flu}(t, t_0, C, f_{c28}, f_c(C), 1, r_m, \rho_h, \rho_s)$, les courbes $\phi(t, r_m, \rho_h, \rho_s, C)$ seront prises sous la forme :

$$\left[1 - C + \frac{2}{3} C g(t) \right] \varepsilon_{flu}(t, t_0, C^*, f_{c28}, 10, 1, r_m, \rho_h, \rho_s) .$$

où la fonction $g(t)$ a été définie en 4.3.2. La grandeur C , qui n'est plus un temps, mais un simple paramètre sans signification physique particulière, est alors négative.

4.4,3 Cas d'un déchargement total

Si la contrainte appliquée diminue à l'instant t_1 pour atteindre la valeur σ_1 , supposée petite devant la valeur précédente, l'équation à résoudre pour prédire la déformation de fluage est la suivante :

$$\left[\sigma_1 - \sigma_1 C + \frac{2}{3} \sigma_1 C g(t_1) \right] \varepsilon_{flu}(t_1, t_0, C^*, f_{c28}, 10, 1, r_m, \rho_h, \rho_s) = \varepsilon_{fl_1}$$

Le cas du déchargement total ($\sigma_1 = 0$) est simplement traité en considérant le produit $\sigma_1 C = u_1$ comme nouveau paramètre. On a donc :

$$u_1 = - \frac{\varepsilon_{fl_1}}{\left[1 - \frac{2}{3}g(t_1)\right] \cdot \varepsilon_{flu}(t_1, t_0, C^*, f_{c28}, 10, 1, r_m, \rho_h, \rho_s)}$$

$$\text{et : } \varepsilon_{fl}(t) = -u_1 \left[1 - \frac{2}{3}g(t)\right] \varepsilon_{flu}(t, t_0, C^*, f_{c28}, 10, 1, r_m, \rho_h, \rho_s)$$

pour $t_1 \leq t \leq t_2$.

MODIFICATIONS RELATIVES A L'ANNEXE 4 - ZONES D'APPLICATION DES FORCES CONCENTREES

PREMIERE PARTIE - ZONE D'INTRODUCTION DE LA PRECONTRAINT

1.3,2 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure - armatures d'équilibre général

$$\text{L'effort tangent est plafonné à la valeur } V_{xe} = V_x \left[1 - \left(\frac{0,16 f_{cj}^{1/2}}{\tau_d}\right)^2\right]$$

DEUXIEME PARTIE - ZONE D'APPUI SIMPLE D'ABOUT

2.1 Bielle d'about - conditions générales d'équilibre

La quantité $\frac{W}{b_n z}$ doit être inférieure à $0,16 f_{cj}^{1/2}$.

3.1 Equilibre du coin - principe

L'angle de frottement interne φ peut être pris égal à $\text{Arctg}(0,2 f_{cj}^{1/3})$.

MODIFICATIONS RELATIVES A L'ANNEXE 5 - OUVRAGES EN BETON DE GRANULATS LEGRS

Bien qu'il soit possible de réaliser des bétons de granulats légers dont la résistance caractéristique atteigne 60 MPa, les connaissances sur ces matériaux sont trop fragmentaires pour pouvoir leur appliquer cette annexe. L'annexe 5 ne s'applique donc qu'aux bétons dont la résistance caractéristique ne dépasse pas 40 MPa.

MODIFICATIONS RELATIVES A L'ANNEXE 6 - LES TRAITEMENTS THERMIQUES DES BETONS

3.1 Résistance à la compression à 28 jours

* Pour les BHP, on peut considérer que cette perte est linéairement liée, dans la gamme de température d'étuvage comprise entre 40 et 80°C, à la température maximale d'étuvage atteinte θ_{max} selon la formule $f_{c28}(\theta_{max}) = f_{c28} (1 - 0,035 \frac{\theta_{max}}{20})$

3.3 Résistance à la traction

Pour $f_{cj} \geq 60$ MPa, la résistance caractéristique à la traction s'exprime par $f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{2/3}$

Pour $40 \leq f_{cj} < 60$ MPa, la loi usuelle s'applique : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Il convient de vérifier, lors de l'étude du béton, que la résistance caractéristique en traction (estimée à partir d'essais par fendage), notamment pour $j = 28$ jours, est supérieure à celle que l'on calcule à partir de la résistance caractéristique en compression par la formule $f_{tj} = 0,275 f_{cj}^{2/3}$. Cette formule rend compte d'une réalité moyenne sur un grand nombre de données et intègre un coefficient de sécurité lié à la dispersion des résultats. Mais la variabilité du rapport f_{tj}/f_{cj} devient importante pour les bétons à hautes performances, en fonction notamment du type de granulats utilisés, et une valeur trop faible de f_{tj} conduirait à ne plus être suffisamment en sécurité vis-à-vis de formules (notamment de résistance à l'effort tranchant) paramétrées uniquement par f_{cj} .

3.5 Déformations différées du béton

Le retrait se développant entre les dates t' et t'' est égal à : $\Delta \varepsilon_{ret}(t', t'') = \varepsilon_{ret}(t'') - \varepsilon_{ret}(t')$ avec les notations de l'article 3.4 de l'annexe 1 modifiée.

Pour un chargement à l'âge t_1 , le fluage effectué à l'âge t est le suivant $\varepsilon_{fl}(t) = \varepsilon_{flu}(t, t_0, t_1, f_{c28}, f_c(t_1), \sigma, r_m, \rho_h, \rho_s)$

Avec les notations de l'article 4.2,3 de l'annexe 1 modifiée. L'attention est attirée sur le fait que la résistance aux temps t' ou t_1 doit s'évaluer en tenant compte de l'histoire thermique du matériau dans la structure considérée.

ANNEXE 9 - DALLES DE BATIMENT PRECONTRAINES PAR POST-TENSION

3.4 Possibilité de négliger les effets de portique

Il est loisible de négliger les effets des raccourcissements élastiques et différés dus à la précontrainte si la contrainte moyenne de compression du béton ne dépasse pas la valeur $0,47 f_{cj}^{1/2}$.

5.2.3 Justification des armatures d'effort tranchant

La valeur limite de $\tau_{red. u}$, pour laquelle aucune armature d'effort tranchant n'est requise, est égale à $\frac{1}{\gamma_b} 0,57 f_{cj}^{1/2}$.

Par ailleurs, dans l'équation dimensionnant la section d'armatures ϖ_r , le terme $f_{ij}/2$ est remplacé par $0,24 f_{cj}^{1/2}$.

5.2.4 Justification du béton

La contrainte $\tau_{red. u}$ doit satisfaire à l'inégalité : $\tau_{red. u} \leq \rho \frac{0,97 f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b} \sin 2\beta_u$

6.1 Ferrailage minimal - armatures des zones tendues

Dans les zones tendues, et dans les deux directions, le pourcentage d'armatures passives ne doit pas être inférieur à $0,1 f_{ij}$.

6.2 Règle particulière sur appuis ponctuels

La section minimale de ferrailage à placer dans cette zone, et dans les deux directions, s'écrit $0,0067 f_{ij} h$.

7 Utilisation de prédalles

On peut déroger à l'obligation de couture des prédalles à la dalle coulée en place si les contraintes de cisaillement calculées sous sollicitation d'état limite ultime restent inférieures au seuil de $0,055 f_{cj}^{1/2}$.

Page laissée intentionnellement blanche

Liste des normes citées dans le BPEL

Indice	Statut (1)	Date (2)	Titre du document	Réf. BPEL
A. — MÉTALLURGIE				
A 03	Normes générales - Essais mécaniques - Usinabilité.			Annexe 11, § 2
NF A 03 400	ENR	Août 83	Produits sidérurgiques. Essais de fatigue - Principes généraux.	
NF A 03 715	ENR	Nov. 69	Essai de relaxation isotherme des câbles d'acier toronnés ou torsadés servant d'armature pour les constructions pré et post-contraintes.	2.2,2*
NF A 03 716	ENR	Nov. 69	Essai de relaxation isotherme des fils et barres servant d'armature pour les constructions pré et post-contraintes.	2.2,2*
P. — BÂTIMENT ET GÉNIE CIVIL				
P 06	Bases de calcul des structures			4.4,1* Annexe 8, § 2.3 Annexe 8, § 2.8,21
NF P 06 001	HOM	Juin 86	Bases de calcul des constructions - Charges d'exploitation des bâtiments.	Annexe 8, § 5.2,2 Annexe 9, § 2.2
DTU P 06 002	RE	Mars 98	Règles NV 65 et 84 modifiées 95 - Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes (remplace P 06-002 : 1994).	4.1.1* Annexe 8, §2.4,1 Annexe 8, §2.4,2

Indice	Statut (1)	Date (2)	Titre du document	Réf. BPEL
P 06 004	FD	Mai 77	Charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur.	4.1,1*
NF P 06 005	HOM	Juil. 88	Notations - Symboles généraux.	Annexe 13
DTU P 06 006	RE	Sept. 96	Règles N 84 - Actions de la neige sur les constructions.	4.1,1*
DTU P 06 013	RE	Déc. 95	Règles de construction parasismiques - Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92 (remplace NF P 06 003 : 1982).	4.1,4**
P 18	Bétons - Granulats			
NF P 18 309	HOM	Déc. 82	Granulats d'argile ou de schistes expansés fabriqués en four rotatif destinés à la confection de bétons.	Annexe 5, § 2
P 22	Structures métalliques			
NF P 22 615	ENR	Oct. 78	Poutres de roulement de ponts roulants - Déformations en service et tolérances.	Annexe 8, § 5.2,2

- (1) HOM : homologuée.
 ENR : enregistrée.
 EXP : expérimentale.
 FD : fascicule de documentation.
 RE : document de référence.

(2) Cette liste ayant été établie en octobre 1990, il convient de vérifier si ces documents n'ont pas subi de révision depuis cette date.

Fascicules CCTG applicables aux marchés publics de travaux de génie civil

Dénomination	Référence de publication (1)	Titre du document	Réf. BPEL
Fasc. 4 Titre premier du CCTG	B.O. 83-14 <i>ter</i>	Fourniture d'acier et autres métaux. Armatures pour béton armé.	2.3 2.3,1
Fasc. 4 Titre II du CCTG	B.O. 83-14 <i>quater</i>	Armatures à haute résistance pour constructions en béton précontraint par pré ou post-tension.	2.2 2.2,1 2.2,1* 2.2,2* Annexe 2, § 2
Fasc. 61 Titre II du CPC	B.O. 72-21 <i>bis</i>	Programmes de charges et épreuves des ponts-routes.	4.1,1* 4.5,1**** 9.2,2** Annexe 8 Annexe 8, § 2.2 Annexe 8, § 2.2,1 Annexe 8, § 2.4,4 Annexe 8, § 2.8,1 Annexe 8, § 4.2,1 Annexe 8, § 4.2,2 Annexe 12 B, § 2.3,3
Fasc. 61 Titre IV Section II du CPC	2171 Août 87	Actions climatiques. Action de la neige sur les constructions.	Annexe 8, § 2.5

Liste des textes de référence cités dans le BPEL

Dénomination	Référence de publication (1)	Titre du document	Réf. BPEL
Circ. 79-25	B.O. 79-12 bis	Instruction technique sur les directives communes de 1979 relative au calcul des constructions (13.3.79).	1.2* 1.3* 4 4.1,2* 4.1,2** 4.2* 4.4* 4.7** 6.3,312** 6.5,2* Annexe 8 Annexe 8, § 1.3* Annexe 8, § 2.2 Annexe 8, § 2.3 Annexe 8, § 2.7 Annexe 8 B)

Dénomination	Référence de publication (1)	Titre du document	Réf. BPEL
Fasc. 62 Titre premier Section I du CCTG	T.O. 92-03	Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (BAEL 91)	5.2,13 5.2,2 6.1,24 6.1,,24* 6.1,42 6.1.5***** 6.2,3* 7.4** 9.4.11 9.4,11** 9.4,12 9.4,2 9.5 9.5* 10.3,2* 10.4,2 10.4,2* 10.7 Annexe 9, § 4.1 Annexe 10, § 1.1
Fasc. 65 du CCTG	B.O. 85-30 bis	Exécution des ouvrages de génie civil en béton armé ou précontraint.	2.1,2 3.3,11** 6.3.312** 10.1* 10.2*
Fasc. 65 A du CCTG	T.O. 92-08	Exécution des ouvrages en béton armé ou en béton précontraint par post-tension.	6.3.312**

Fascicules CCTG applicables aux marchés publics de travaux de bâtiment

Dénomination	Référence de publication (1)	Titre du document	Réf. BPEL
DTU F.B.	2188 Oct. 87	Méthodes de prévision par le calcul du comportement au feu des structures en béton.	1.1*

Documents-guides

Dénomination	Référence de publication (1)	Titre du document	Réf. BPEL
PP 73	SETRA 1973	Dossier-pilote Piles et Palées 73	Annexe 8. § 3.2

(1) Référence de publication dans le Bulletin officiel, pour les fascicules du CCTG, dans les cahiers du CSTB, pour les DTU.
Cette liste ayant été établie en octobre 1990, il convient de vérifier si ces documents n'ont pas subi de révision depuis cette date.

459990090 - 000499 - Direction des Journaux officiels, 26, rue Desaix, PARIS