

MINISTÈRE DE L'HABITAT

**DOCUMENT TECHNIQUE RÉGLEMENTAIRE
D.T. R. - B.C. 2-41**

**RÈGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL
DES STRUCTURES EN BETON ARMÉ
C . B . A . 9 3**

Composition du Groupe de Travail Spécialisé

Président du groupe :

Mr. BELAZOUGUI M. Directeur C.G.S.

Co -Rapporteurs :

Mr. BELAUGUI M. Directeur C.G.S.

Mme BOUCEFA Chef service réglementation technique C.G.S.

Membres

MM

AMOUR Ahmed	Ingénieur représentant CTC - Est
BELHAMEL. Farid	Attaché de recherche CNERIB
BENMANSOUR Hocine	Ingénieur principal CTC - Centre
BERROULI Abdelaziz	Ingénieur chef d'agence M'Sila
BOUKEN DJAKDE Mustapha	Enseignant à l'Université de Blida
BOUKHENFOUF Kacem Kamel	Enseignant à l'INFORBA
Melle	
CHOUTRI Sarnia	Ingénieur représentant Ministère de l'Habitat

MM :

HACEN Mohamed	Ingénieur représentant CTC-Chlef
KIRATI Seddik	Directeur technique EMETI
MEDJAHED Lakhdar	Ingénieur représentant CTC-Ouest
NAILI Mounir	Ingénieur CGS
RIACHE Mounir	Ingénieur BEREPE
RICHA Brahim	Ingénieur CTC. Centre -Sud
YEZLI Lamara	Maître de conférence USTHB

Ingénieurs -chercheurs ayant apporté leur concours :
MM TALBI Akli - Maître de recherche CGS
REMAS Abdelkader - Chargé de recherche CGS

**ARRETE PORTANT APPROBATION
DU DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE
RELATIF AUX REGLES DE CONCEPTION
ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME**

LE MINISTERE DE L'HABITAT

- Vu le décret présidentiel n 93-201 du .t Septembre 1993 poilant désignation des membres du Gouvernement.
- Vu le décret n° 85-71 du 13 Avril 1985 portent création du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S.) modifié et complété par le décret n° 86-212 du 19 Août 1986.
- Vu le décret n° 86-213 du 19 Août 1986 portant création d'une Commission Technique Permanente pour le contrôle technique de la construction.
- Vu le décret exécutif n° 92-176 du 04 Mai 1992 fixant les attributions du Ministère de l'Habitat.

ARRETE

Article 01 :

Est approuvé le document technique règlementaire D.T.R. B.C 2.41 intitulé "REGLE DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME" annexé à l'original du présent arrêté.

Article 02 :

Les maîtres d'ouvrages, les maître d'œuvre, les organismes de réalisation, d'expertises et de contrôle sont tenus de respecter les dispositions du dit document.

Article 03

Les dispositions du document technique réglementaire sont applicables après la publication du présent arrêté au Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique et Populaire pour toutes nouvelles études et réalisations.

Toutefois, les études en cours, ainsi que les projets types déjà élaborés demeurent régis par les textes antérieurs et ce, à titre transitoire durant deux ans à compter de la date de la publication du présent arrêté.

Article 04 :

Des décisions, instructions et circulaires ministérielles ou des notes techniques d'interprétations émanant du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S.) compléteront, en tant que de besoin, le document technique réglementaire.

Article 05 :

Le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (C.G.S.) est chargé de l'édition et de la diffusion du présent document technique réglementaire.

Article 06 :

Le présent arrêté sera publié au Journal Officiel de la République Algérienne Démocratique et Populaire.

Fait à Alger, le 29 Décembre 1993

LE MINISTERE DE L'HABITAT

PRESENTATION DES REGLES "C.B.A 93" (D.T.R. B.C 2.41)

Le présent Document Technique Réglementaire D.T.R. B.C. 2.41 "Règles de conception et de calcul des structures en béton armé", en abrégé "C.B.A. 93", a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

Du fait de la prédominance des techniques de construction en béton armé ce document constitue sans conteste, avec le règlement parasismique RPA (DTR BC 2.4S). L'un des règlements les plus importants du domaine de la construction.

Il s'inscrit en droite ligne dans la philosophie du premier document de base du schéma technique réglementaire national, savoir le DTR BC 2.1 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages" qui fixe les méthodes modernes de vérification des structures basées sur la théorie des états limites et qui est lui-même issu de la norme internationale ISO 2 394 - 1973. Cette théorie de traitement "semi-probabiliste" de la sécurité des constructions a été d'ailleurs à la base des règlements européens et internationaux parus ces dernières années dans ce domaine particulier.

Le présent règlement national est inspiré également de la dernière version de l'EUROCODE dont il reprend les prescriptions essentielles concernant le béton armé, l'aspect concernant les ouvrages en béton précontraint devant être traité plus tard en liaison avec les services du Ministère de l'Équipement. Outre la simplification de beaucoup de formulations, le groupe de travail spécialisé (G.T.S.) représentatif

De l'administration et de la profession «organismes spécialisés, entreprises et bureaux d'études) a apporté aussi un certain nombre d'adaptations relatives aux conditions climatiques ou de réalisation locales.

C'est donc le premier règlement technique national en la matière et qui vient se substituer officiellement et définitivement à une pratique admise jusqu'à présent et qui consistait à utiliser de facto les règlements français existants à savoir le "C.C.B.A. 68" basé sur la théorie des "contraintes admissibles" (domaine élastique), et plus récemment "le B.A.E.L 80, puis 83" qui était enseigné depuis une dizaine d'années dans les instituts de génie civil et grandes écoles.

Dans une période de transition allant jusqu'au 31 Décembre 1996, ce règlement "D.T.R. B.C 2.41 - C.B.A. 93" pourra concurremment être utilisé avec les autres règlements étrangers autorisés conformément à la circulaire du Ministère de l'Habitat n° 78(1/BCC/89 du 15 Août 1989.

Ce règlement. Important entre tous, est naturellement perfectible. Il sera très certainement beaucoup plus performant dans le futur avec le "retour d'expérience" de ses utilisateurs, le parachèvement des différents règlements et normes auxquels il fait référence mais dont certains n'existent pas encore, et surtout, avec les manuels d'utilisation et d'adaptation qui ne manqueront pas de suivre sa première édition.

Dans ce cadre, toute remarque ou suggestion des futurs utilisateurs sera très bienvenue.

**LE DIRECTEUR DE LA RECHERCHE ET DE LA CONSTRUCTION
MINISTÈRE DE L'HABITAT**

SOMMAIRE

PREMIERE PARTIE : REGLES GENERALES

CHAPITRE - A 1- PRINCIPES ET DEFINITIONS	3
A. 1.1. DOMAINE D'APPLICATION	3
A. 1.2. PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS.....	4
CHAPITRE - A.2. - PROPRIETES DES MATERIAUX.....	5
A. 2.1. BETON	5
A. 2.1.1. Résistance du béton.....	5
A. 2.1.2. Déformations longitudinales du béton.....	7
A. 2.1.3. Coefficient de poisson	8
A. 2.2. ACIERS	9
A. 2.2.1. Prescriptions générales.....	9
A.2.2.2. Diagrammes déformations contraintes.....	9
CHAPITRE - A.3. - ACTIONS ET SOLLICITATIONS.....	10
A.3.1. LES ACTIONS.....	10
A.3.1.1. Définitions et généralités.....	10
A. 3.1.2. Les actions permanentes.....	11
A. 3.1.3. Les actions variables	11
A. 3.1.4. Actions accidentelles	13
A.3.2. - CALCULS DES SOLLICITATIONS.....	14
A.3.2.0. Définitions et généralités	14
A.3.2.1. Régies générales	14
A.3.2.2. Simplifications admises.....	14
A.3.2.3. Ouvrages construits en plusieurs phases.....	15
A. 3.2.4. Redistributions d'efforts	16

A.3.2.5. Dalles.....	16
A.3.3. SOLLICITATIONS DE CALCUL – COMBINAISON D'ACTIONS	16
A.3.3.1. Généralités	16
A.3.3.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des Etats limites ultimes de résistance	17
A.3.3.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des Etats limites de service	18
A.3.3.4. Vérification de l'équilibre statique	18
A.3.3.5. Vérification de la stabilité de forme	18

CHAPITRE - A 4 - RESISTANCE AUX SOLLICITATIONS NORMALES

A.4.1. REGLES GENERALES POUR LA JUSTIFICATION DES SECTIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES	
A.4.1.1. Sections nettes	19
A.4.1.2. Armatures comprimées	19
A.4.1.3. Largeur de la table de compression des poutres en té	19
A.4.1.4. Changements de section	20
A.4.1.5. Sollicitations des membrures tendues	20
A.4.2. CONDITION DE NON FRAGILITE	20
A.4.2.1. Définition	20
A.4.2.2. Les pièces fragiles	21
A.4.3. ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANCE	21
A.4.3.1. Principe de la justification	21
A.4.3.2. Hypothèses de calcul	21
A.4.3.3. Diagramme des déformations limites de la section	22
A.4.3.4. Diagramme déformations contraintes du béton	23
A.4.3.5. Cas de la flexion composée avec compression	25
A.4.4. ETAT LIMITE ULTIME DE STABILITE DE FORME	27
A.4.4.1. Domaine d'application	27
A.4.4.2. Principe des justifications	27
A.4.4.3. Sollicitations et hypothèses de calcul	27
A.4.5. ETATS LIMITES DE SERVICE VIS-A-VIS DE LA DURABILITE DE LA STRUCTURE	29

A.4.5.1. Régies de calcul en section courante	30
A.4.5.2. Etat limite de compression du béton	29
A.4.5.3. Etat limite d'ouverture des fissures	29
A.4.6. CALCUL DES DEFORMATIONS, ETAT LIMITE DE SERVICE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS	34
A.4.6.1. Calcul des déformations	34
A.4.6.2. Etat limite de déformations	36
 CHAPITRE - A 5 JUSTIFICATION VIS-A-VIS DES SOLlicitATIONS TANGENTES	
A.5.1. POUTRES SOUS SOLlicitATIONS D'EFFORT TRANCHANT	
A.5.1.1. Généralités	37
A.5.1.2. Justification d'une section courante	38
A.5.1.3. Zones d'application des efforts	41
A.5.2. DALLES ET POUTRES - DALLES SOUS SOLlicitATIONS D'EFFORT TRANCHANT	46
A.5.2.1. Définitions	46
A.5.2.2. Justification des armatures d'effort tranchant	46
A.5.2.3. Justification du béton avec armature d'effort tranchant	47
A.5.2.4. Forces localisées - poinçonnement	47
A.5.3. ACTIONS TANGENTES EXERCEES SUR DES ELEMENTS AUTRES QUE LES AMES, COUTURES D'ATTACHE	
A.5.3.1. Régie des coutures généralisée	49
A.5.3.2. Liaisons des membrures d'une poutre avec l'âme.....	51
A.5.3.3. Surface de reprise	51
A.5.4. TORSION	52
A.5.4.1. Généralités	52
A.5.4.2. Calcul des contraintes	52
A.5.4.3. Justification du béton	54
A.5.4.4. Justification des armatures	54
 CHAPITRE - A 6 - REGLES DE DETAILS DES ARMATURES	
A. 6.0. AD HERENCE	57
A.6.1. ADHERENCE DES ACIERS EN BARRE	57

A.6.1.1. Contrainte d'adhérence	57
A.6.1.2. Ancrage des aciers en barres	58
A.6.1.3. Entraînement des barres isolées ou en paquet	66
A.6.2. ANCRAGE ET ENTRAINEMENT DES TREILLIS SOUDES	
A.6.2.1. Ancrage de treillis soudés formés de fils ou barres à haute adhérence	67
A.6.2.2. Ancrages des treillis soudés formés de fils tréfilés lisses	67
A.6.2.3. Entraînement	69
A.6.3. Protection des armatures	69
A.6.4. Possibilités de bétonnage correct	71
A.6.5. Reprises de bétonnage	75
A.6.6. Poussées au vide	75
 CHAPITRE - A 7 - DISPOSITIONS PARTICULIERES AUX DIVERS ELEMENTS DE STRUCTURES	
A. 7.1. ELEMENTS COMPRIMES	77
A.7.1.1. Généralités	77
A.7.1.2. Armatures longitudinales	77
A.7.1.3. Armatures transversales	79
A.7.2. DALLES SUR APPUIS CONTINUS	80
A.7.2.1. Domaine d'application	80
A.7.2.2. Dalles utilisées comme hourdi de compression	80
A.7.2.3. Procédés de calcul approchés	80
A.7.2.4. Disposition des armatures	81
A.7.3. ARMATURES DE POUTRES	83
A.7.4. PRESSIONS LOCALISEES, FRETTAGE, ARTICULATIONS	
A.7.4.1. Pressions localisées	83
A.7.4.2. Frettage	86
A.7.4.3. Articulations en béton	88
A.7.5. JUSTIFICATION PAR L'EXPERIMENTATION	92

DEUXIEME PARTIE

Régies applicables aux ossatures et éléments courants des structures en béton armé

CHAPITRE B-1 INDICATIONS SUR LE CHOIX DES MATERIAUX

B.1.1 - Indications sur le choix des bétons en fonction des résistances à obtenir et des conditions de fabrication	99
B.1.2 - Aciers	101

CHAPITRE B-2 - DOMAINE D'APPLICATION

B.2.1. - Les constructions courantes	102
B.2.2. - Les constructions industrielles	103
B.2.3. - Les constructions spéciales	103
B.2.4. - Caractéristiques d'exposition	103

CHAPITRE B-3 - EVALUATION DES SOLLICITATIONS

B.3.1. - Actions	105
B.3.2. - Sollicitations	106
B.3.3. - Justifications de l'équilibre statique	106
B.3.3.1. - Equilibre statique pur	106
B.3.3.2. - Autres cas	107

CHAPITRE B-4 - LIAISONS ENTRE LES DIVERS ELEMENTS DES CONSTRUCTIONS

108

CHAPITRE B-5 - EFFETS DES VARIATIONS DIMENSIONNELLES ET DES TASSEMENTS DIFFERENTIELS

B.5.0- Généralités.....	110
B.5.1- Dimensions des blocs entre joints.....	112
B.5.3- Effets des variations dimensionnelles dans le sens vertical.....	113

CHAPITRE B-6 - PLANCHERS ET POUTRES

B.6.1 Régies générales	115
B.6.1.0 - Définitions	115
B.6.1.1 - Portée à prendre en compte dans les calculs et sections d'encastrement À vérifier	15
B.6.1.2 - Combinaisons d'actions et cas de charge	117
B.6.1.3 - Evaluation des sollicitations	120
B.6.2 - Cas des charges perpendiculaires à la fibre moyenne.....	120
B.6.2.1 - Evaluation des charges transmises aux différents éléments	120
B.6.2.2 - Méthodes simplifiées de calcul des planchers	121
13.6.2.3 - Courbes enveloppes	124
B.6.3 – Etat -limite d'ouverture des fissures.....	125
B.6.4 - Condition de non fragilité	126
B.6.5 – Etat -limite de déformation.....	126
B.6.5.1 - Dispositions générales.....	126
B.6.5.2 - Evaluation des flèches.....	127
B.6.5.3 - Valeurs limites des flèches	127
B.6.6 - Armatures longitudinales	128
13.6.6.1 - Armatures longitudinales de compression.....	128
13.6.6.2 - Armatures de peau.....	129
B.6.7 - Armatures transversales	129
13.6.7.1 Généralités.....	129
B.6.7.2 - Liaison des membrures d'une poutre avec son âme.....	130
13.6.8 - Régies particulières à certains éléments.....	131
B.6.8.1 - Parois fléchies dans leur plan.....	131
B.6.8.2 - Consoles courtes.....	131
B.6.8.3 - Poutres supportant des murs.....	132
13.6.8.4 - Planchers à poutrelles préfabriquées.....	132
B.6.8.5 - Poutres justifiées par la méthode du treillis	138

CHAPITRE B-7 - DALLES SUR APPUIS CONTINUS

B.7.0 - Prescriptions générales.....	139
B.7.1 - Détermination des sollicitations.....	139
13.7.2 - Dispositions constructives	141
B.7.2.1. - Conditions d'ancrage	141
B.7.2.2. - Epaisseur minimale	142
B.7.2.3. - Dispositions de ferrailage.....	143
B.7.3 – Etat -limite d'ouverture des fissures.....	143
13.7.4 - Condition de non fragilité et pourcentage minimal.....	143
B.7.5 – Etat -limite de déformation.....	144

B.7.6 - Planchers à pré-dalles	144
B.7.6.0 - Définition	144
B.7.6.1 - épaisseur minimale.....	145
B.7.6.2 - Justifications	145
B.7.6.3 - Conditions sur appuis.....	147
B.7.6.4 Poinçonnement	147

CHAPITRE B-8 - POTEAUX

B.8.0 - Prescriptions générales.....	149
B.8.1 - Calcul des sollicitations des poteaux	149
B.8.1.0 - Domaine d'application	149
B.8.1 .1 - Evaluation des charges verticales	150
B.8.1.2 - Evaluation des sollicitations dues aux forces horizontales.....	151
B.8.2 - Combinaisons d'actions a considérer.....	152
B.8.2.1 - Poteaux soumis à une compression "centrée"	152
B.8.2.2 - Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme.....	153
B.8.2.3 - Autres poteaux.....	153
B.8.3 - Longueur de flambement.....	154
B.8.3.1 - Evaluation de la longueur libre	154
B.8.3.2 - Cas du poteau isolé	154
B.8.3.3 - Cas des bâtiments	155
B.8.4 - Justification des poteaux.....	156
B.8.4.1 - Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression "centrée"	
B.8.4.2 - Dispositions constructives des poteaux compression centrée	156
B.8.4.3 Justification des poteaux chargés de façon excentrée ou soumis à des couples de flexion importants	158
B.8.5 - Justification des poteaux des ossatures de bâtiments.....	158
B.8.6 - Poteaux préfabriqués	158
B.8.6.1 - Cas des noeuds complets coulés en place.....	160
B.8.6.2 - Cas des joints d'épaisseur réduite	160

CHAPITRE B-9 - FONDATIONS

B.9.0 - Généralités	155
B.9.1 - Dispositions constructives	166
B.9.1.1 - Fondations excentrées	166

B.9.1.2 - Transmission des efforts des points d'appui aux éléments de fondation	166
B.9.2 - Combinaisons d'actions a considéré	167
B.9.3 –Méthodes de calcul permettant la justification des organes de fondation	167

ANNEXES

C	Régies transitoires relatives à la définition des valeurs représentatives des actions et des combinaisons d'actions dans les cas courants	169
D	Méthode simplifiée de calcul des flèches.....	174
E	Méthode de calcul applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée, dite "méthode forfaitaire"	177
F	Calcul des panneaux de hourdis rectangulaires Uniformément chargés articulés sur leur contour	182
G	Carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie	184

PREMIERE PARTIE
REGLES GENERALES

CHAPITRE - A 1-

PRINCIPES ET DEFINITIONS

ARTICLE – A1 - DOMAINE D'APPLICATION

Les présentes régies de calculs sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300 kg par m³ de béton mis en oeuvre.

Sont considérées en béton armé les pièces qui sont encore aptes à jouer leur rôle dans la structure dont elles font partie, lorsque la résistance à la traction par flexion de leur béton constitutif est supposée nulle.

Restent en dehors du domaine des présentes régies :

- les constructions en béton non armé,
- les constructions en béton constitué de granulats légers,
- les constructions en béton caverneux ou cellulaire mixtes acier -béton,
- les éléments soumis en service à des températures s'écartant sensiblement de celles qui résultent des seules influences climatiques.

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

ARTICLE - A.1.2 -PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS

Les calculs justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tel que spécifié dans le D.T.R. - B.C. 21 "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages". Un "état limite" est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue :

- les "états -limites ultimes" qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique,
- soit de la résistance de l'un des matériaux,
- soit de la stabilité de forme,

- les "états -limites de service" qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

Les chapitres qui suivent donnent les justifications théoriques qu'il convient d'apporter dans les cas les plus généraux. Cependant la justification d'éléments d'ouvrages peut aussi résulter d'une expérimentation directe scientifiquement conduite et interprétée; des indications à ce sujet sont données à l'article A.7.5.

CHAPITRE - A. 2 -

PROPRIETE DES MATERIAUX

ARTICLE - A.2.1. - BETON

A.2.1.1. - Résistance du béton

A.2.1.1.1. - Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée $f.c.28$ est choisie à priori, compte tenu des possibilités locale; et des régies de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des, sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique $f.cj$ obtenue au jour considéré.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ résistances $f.cj$ des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes :

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

Et

$$f_{.cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{.c28} \quad \text{pour } f_{.c28} > 40 \text{ MPa}$$

Les bétons à haute résistance contenant des ultra -fines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes.

Pour justifier la résistance des sections, la valeur $f_{.cj}$ est conventionnellement bornée supérieurement à $f_{.c28}$. Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale à $1,10 f_{.c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le Béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance $f_{.c28}$ atteigne au plus 40 MPa.

On peut alors évaluer la valeur de $f_{.cj}$ par la première formule ci-dessus pour $28 < j < 60$, avec $f_{.cj} = 1.1 f_{.c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

A. 2.1.1.2. - La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée $f_{.t ij}$ est conventionnellement définie par la relation

$$f_{.t ij} = 0,6 + 0,06 f_{.cj}$$

Dans laquelle $f_{.t ij}$ et $f_{.cj}$ sont exprimées en MPA (ou N/mm^2). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{.cj} < 60 \text{ MPA}$

A.2.1.1.3. - A défaut de précédents et d'études préalables on peut admettre à priori, pour des bétons courants, lors de la rédaction des projets, des valeurs de la résistance caractéristique à la compression dont la pratique a montré qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers.

D'autre part, le dosage en ciment doit tenir compte du pourcentage en volume des armatures.

A.2.1.1.4. - Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale $f_{c,28}$ doit être de 15.MPA quant on utilise des aciers de haute adhérence et 12.MPA lorsque l'on utilise des aciers lisses.

En deçà de ces limites les structures concernées ne peuvent être considérées comme étant du béton armé.

A.2.1.2. Déformations longitudinales du béton

A.2.1.2.1. - Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{.ij}$ est égal à :

$$E_{.ij} = 11.000 (f_{.cj})^{1/3}$$

$f_{.cj}$ (exprimé en MPA) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

A.2.1.2.2. - Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue

Durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule.

$$E_{vj} = 3700 (f_{.cj})^{1/3}$$

Avec $f_{.cj}$ (exprimé en MPA)

A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :

2-10⁻⁴ - climat humide zone A de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie (*),

3-10⁻⁴ - climat tempéré sec zone B de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie,

4-10⁻⁴ - climat chaud et sec zones B', C et D1 de la carte climatique provisoire de l'Algérie,

5-10⁻⁴ - climat très sec ou désertique "zones D2 et D3" de la carte de zonage climatique provisoire de l'Algérie.

A.2.1.3. Coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

(*) Voir annexe G.

ARTICLE A.2.2. - ACIERS

A.2.2.1. Prescriptions générales :

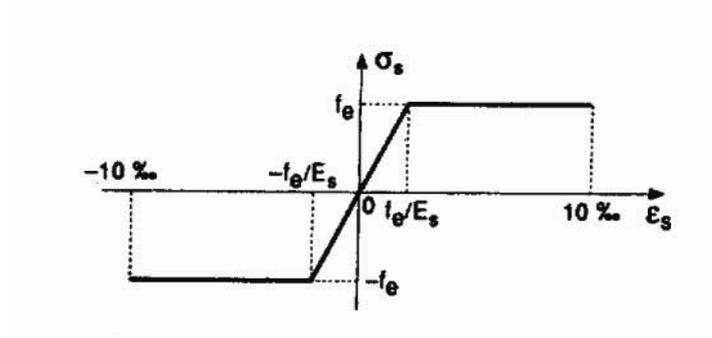
Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie f_e .

Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200.000 MPA (N/mm²) (ou encore 2.000.000 bars).

A.2.2.2. Diagrammes déformations -contraintes :

Le diagramme déformation (ϵ_s) contraintes (σ_s) à considérer pour l'application de l'article A.4.3. Est conventionnellement défini ci-après.



Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10‰.

CHAPITRE - A. 3 -

ACTIONS ET SOLLICITATIONS

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

ARTICLE A.3.1. - LES ACTIONS

A.3.1.1. Définitions et Généralités :

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques, etc.). Et aux déformations imposées (variation de température tassement d'appui etc.).

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

- Les actions permanentes, notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.
- Les actions variables, notées Q_i dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.
- les actions accidentelles notées F_A provenant de phénomènes rares (séismes, chocs...).

Les valeurs des actions ont généralement un caractère nominal.

Elles sont définies soit par les textes réglementaires en vigueur, soit par le présent D.T.R., soit par les textes particulières à l'ouvrage (cahier de clauses techniques particulières C.C.T.P.).

Elles sont introduites dans les combinaisons visées en A.3.3. Avec les valeurs dites représentatives, définies dans les articles A.3.1.2. À A.3.1.3. Ci-après.

A.3.1.2. Actions permanentes :

A.3.1.2.1. - Dans les cas non visés par les paragraphes A.3.1.2.2 - A.3.1.2.3, ci-après, on introduit dans les calculs en tant qu'actions permanentes les valeurs les plus probables (ou moyennes); à cet effet les volumes sont évalués d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution.

Sauf circonstances spéciales, la masse volumique du béton armé est prise égale à 25 KNtrn³ (ou 2,5 t/m³).

A.3.1.2.2. - Lorsqu'une action permanente est susceptible de subir des écarts sensibles par rapport à sa valeur moyenne, il convient d'en tenir compte en introduisant dans les calculs la valeur escomptée la plus défavorable (maximale ou minimale) eu égard au cas considéré.

A.3.1.3. Actions variables :

A.3.1.3.1. Charges d'exploitation, charges climatiques (neige et vent)

Les valeurs représentatives sont fixées en fonction de leur fréquence, leur durée d'application et la nature des combinaisons dans lesquelles elles interviennent. Ces valeurs peuvent être :

- la valeur nominale de l'action considérée désignée par Q_i

Ψ ou Q_i'

- la valeur de combinaison $\Psi_{oi} Q_i$
- la valeur fréquente $\Psi_{li} Q_i$
- la valeur quasi-permanente $\Psi_{2i} Q_i$

Les coefficients Ψ_o , Ψ_1 et Ψ_2 sont fixés par les textes réglementaires y afférents; en attendant la mise en place de ces derniers, et à titre transitoire des valeurs provisoires sont données à l'annexe C.

A.3.1.3.2. Charges appliquées en cours d'exécution :

Il est tenu compte des charges appliquées en cours d'exécution en distinguant :

- Les charges peu variables (présentant un caractère permanent durant la phase d'exécution considérée) et connues de façons relativement précises, qui sont introduites dans les calculs avec les mêmes modalités que les charges permanentes.

- Les autres charges, dont on évalue les valeurs extrêmes à partir de ce qui est raisonnablement envisageable, et qui sont introduites avec les mêmes modalités que les charges d'exploitation.

A.3.1.3.3. Actions de la température climatique :

A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre des variations uniformes de température suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : 35° C et - 15° C.
- Pour le proche et le moyen Sud : 45° C et - 20° C.
- Pour l'extrême Sud : + 50° C et - 30° C.

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprises entre + 10° et + 25°) et les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé égal à $10 \text{ E} - 5$.

Les sollicitations correspondantes sont évaluées en introduisant pour le béton des modules de déformation longitudinale tenant compte de la durée d'application des actions considérées.

Dans le cas où il serait nécessaire de tenir compte des effets d'un gradient thermique, les valeurs représentatives de cette action sont introduites conformément aux textes en vigueur ou à défaut aux stipulations du marché.

A.3.1.3.4. Autres actions variables

Les actions variables autres que celles visées dans les paragraphes A.3.1.3.1. À A.3.1.3.3. Sont évaluées en s'appuyant sur la notion de valeur représentative.

Les valeurs représentatives s'appuient généralement sur la notion de valeur caractéristique (lorsque les lois de distribution sont suffisamment bien connues) ou à défaut sur celle de valeur nominale que l'on fixe à partir des valeurs extrêmes connues ou de ce qui est raisonnablement envisageable. Elles sont introduites dans les combinaisons d'actions compte tenu des coefficients présentés en A.3.1.3.1. .

A.3.1.4. Actions accidentelles :

Les actions accidentelles autres que le séisme n'est à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoit.

Les actions accidentelles dues au séisme sont à prendre en compte suivant les combinaisons du règlement RPA en cours de validité.

A.3.2. - CALCUL DES SOLLICITATIONS

A.3.2.0. Définitions et généralités :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées.

Les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

A.3.2.1. Régies générales :

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la résistance des matériaux dans la mesure où la forme des pièces le permet.

On peut cependant apporter au calcul les simplifications indiquées en A.3.2.2. .

Pour la détermination des inconnues hyperstatiques de toute nature, les calculs sont conduits à partir des sections brutes, c'est-à-dire sans déduction des vides qui peuvent être réservés dans certaines sections.

A.3.2.2. Simplifications admises :

A.3.2.2.1. - Lorsque les inconnues hyperstatiques ne dépendent pas de la valeur du module d'élasticité, il est loisible d'introduire (dans les équations qui servent à leur détermination)

Les constantes mécaniques (aires et moments d'inertie par exemple) calculées sur les sections du béton seul des pièces supposées non fissurées et abstraction faite de leurs armatures; cette approximation n'est cependant valable que dans la mesure où les rapports des déformabilités des différentes pièces composant la structure ne sont pas fondamentalement changés.

A.3.2.21. - Les sollicitations dites du second ordre peuvent souvent être négligées, sauf lorsqu'il s'agit de vérifier l'état -limite ultime de stabilité de forme (article A.4.4.).

A.3.2.2.3. - Pour les éléments dont les conditions d'encastrement sur appuis peuvent s'écarter notablement des conditions correspondant au modèle élastique et linéaire, il est admis d'évaluer les moments d'encastrement à des fractions forfaitaires des moments maximaux qui seraient supportés par la pièce si elle était articulée sur ces appuis.

A.3.2.2.4 - Pour la vérification à l'état limite ultime, il est souvent possible de négliger les sollicitations dues aux déformations imposées dans la mesure où la ductilité des pièces en cause et la souplesse de leurs attaches l'autorise.

A.3, 2.2.5, - Il est loisible d'avoir recours, en certains domaines à des méthodes de calcul simplifiées.

A.3.2.3. Ouvrages construits en plusieurs phases :

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

Il est en outre tenu compte, s'il y a lieu, des redistributions d'efforts dues aux déformations différées du béton.

A.3.2.4. Redistributions d'efforts :

Il y a lieu dans certains cas de tenir compte des redistributions d'efforts dues à la non concordance du comportement des matériaux avec le modèle théorique adopté (élasticité linéaire).

A.3.2.5. Dalles :

D'une façon générale les dalles sont calculées en utilisant un modèle élastique et linéaire. Il est cependant loisible d'avoir recours à la méthode des lignes de rupture à condition de satisfaire aux conditions de validité qui lui sont propres.

D'autre part, on admet qu'une force appliquée sur une aire à contour convexe à la surface d'une dalle agit uniformément sur une aire du feuillet moyen dont le contour est parallèle à la projection du contour de l'aire d'application de la charge sur ce feuillet et distant de cette projection de la demi-épaisseur de la dalle.

Si la force 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, enrobés par exemple).

A. 3.3. - SOLLICITATIONS DE CALCUL COMBINAISONS D'ACTIONS

A.3.3.1. Généralités :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{max} - l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{min} - l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_j - une action variable dite de base

Q_i - les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 les coefficients définis en A 3.1.3.1

A.3.3.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états -limites ultimes de résistance :

Les sollicitations de calcul à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

A.3.3.2.1. Combinaisons fondamentales :

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + Y_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_i Q_i$$

Expression dans laquelle Y_{Q1} vaut 1,5 dans le cas général et 1,35 dans les cas suivants :

- la température,
- les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier,
- les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

A.3.3.2.2. combinaisons accidentelles :

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + \psi_{11}Q_1 + E \psi_{2i} Q_i$$

Avec FA valeur nominale de l'action accidentelle,
 $\psi_{11}Q_1$ valeur fréquente d'une action variable
 $\psi_{2i} Q_i$ valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

A.3.3.3. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états -limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{oi} Q_i$$

A.3.3.4. Vérification de l'équilibre statique :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

A.3.3.5. Vérification de la stabilité de forme :

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont précisées à l'article A.4.4. Du présent document,

CHAPITRE - A. 4 -

RESISTANCE AUX SOLLICITATIONS NORMALES

A.4.1. - REGLES GENERALES POUR JUSTIFICATION DES SECTIONS SOUS SOLLICITATIONS NORMALES

A.4.1.1. Sections nettes :

Les sections à prendre en compte sont les sections nettes obtenues après déduction de tous les vides, qu'ils soient réservés au bétonnage ou créés par refouillement : cette déduction subsiste, lorsque les vides sont remplis après coup de béton, si des précautions spéciales ne sont pas prises pour le rebouchage:

A.4.1.2. Armatures comprimées :

Les armatures longitudinales comprimées ne sont prises *en* compte dans les calculs de résistance que si elles sont entourées tous les 15 diamètres au plus par des armatures transversales.

A.4.1.3. Largeurs des tables de compression des poutres e n t é :

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus restrictive des conditions ci-après :

- on ne doit pas attribuer la même zone de hourdis à deux nervures différentes,
- la largeur en cause ne doit pas dépasser le dixième de la portée d'une travée.
- la largeur en cause ne doit pas dépasser les deux tiers de la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

A.4.1.4. Changements de section :

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

A.4.1.5. Sollicitation des membrures tendues :

Pour évaluer l'effort agissant sur une membrure tendue on prend en compte le moment fléchissant agissant à une distance $O, 8h$ (h hauteur totale de la poutre) de la section considérée, dans la direction où le moment augmente en valeur absolue.

A.4.2. - CONDITION DE NON FRAGILITE

A.4.2.1. Définition :

Par définition, est considérée comme non fragile, une section tendue ou fléchie telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

En cas de flexion composée on évalue la sollicitation de fissuration en considérant un point de passage de la résultante des

Contraintes normales identiques à celui de la sollicitation de service la plus défavorable.

Pour évaluer la sollicitation de fissuration, les calculs sont conduits dans l'hypothèse d'un diagramme des contraintes linéaire sur toute la hauteur de la section supposée non armée et non fissurée, en prenant sur la fibre la plus tendue une contrainte égale à f_{tj} .

A.4.2.2. Pièces fragiles :

Les pièces fragiles au sens de la définition ci-dessus sont en dehors du domaine normal du béton armé et ne sauraient donc être justifiées par les régies qui suivent, notamment celles qui concernent la fissuration (article A.4.5.3.). De telles pièces peuvent cependant être admises à condition de s'appuyer sur les régies de l'art consacrées par l'usage; en particulier les pièces fragiles, soumises à des charges notables et chiffrables doivent être justifiées en majorant de 20 % les sollicitations du chapitre A.3.

A.4.3. - ETAT-LIMITE ULTIME DE RESISTANCE

A.4.3.1. Principe de la justification :

Les sollicitations de calcul de l'article A3.3.2. Ne doivent pas dépasser dans le sens défavorable les sollicitations limites ultimes résultant des régies énoncées dans les paragraphes qui suivent.

A.4.3.2. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- la résistance à la traction du béton est négligée.

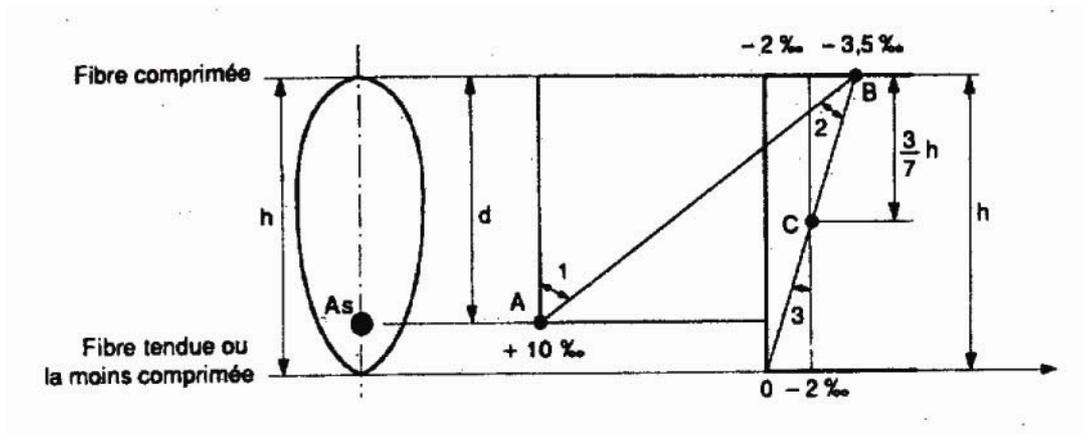
- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5 ‰ en flexion et 2 ‰ en compression simple.
- le diagramme déformations - contraintes au béton est défini en A.4.3.4.
- le diagramme de calcul des aciers se déduit de celui de l'article A.2.2.2., en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine dans le rapport $1/y_s$.

Le coefficient y_s est pris égal à 1,15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles définies à l'article A.3.3.2.2. Pour lesquelles on adopte 1 (unité).

- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

A.4.3.3. Diagramme des déformations limites de la section:

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites



Fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure ci-dessous définis à partir des pivots A, B, et C.

Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10 % de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité.

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

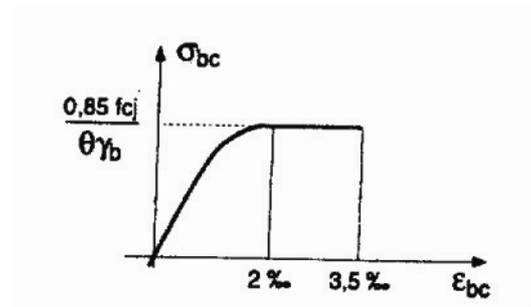
Dans le domaine 3 le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2 ‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur totale h de la section.

A.4.3.4. Diagramme déformations -contraintes du béton

A.4.3.4.1. - Le diagramme déformations ε_b , contraintes σ_b du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole -rectangle".

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ et 3,5‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2‰$ et $\sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / \theta y_b$.

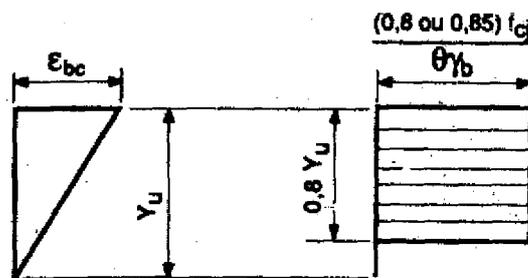
Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions.



Le coefficient γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

A.4.3.4.2 - Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, il est loisible d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié défini ci-après, dans lequel Y_u désigne la distance de l'axe neutre de la déformation à la fibre la plus comprimée.



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

A.4.3.5. Cas de la flexion composée avec compression

Dans ce qui suit on utilise les notations suivantes :

l_f longueur de flambement de la pièce,

l longueur de la pièce,

h hauteur totale de la section dans la direction du flambement

e_1 excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous.

e_a excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques Initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts Appliqués.

e_2 excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la Structure.

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4. En adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M_1}{N} + e_a$$

M_1 = moment du 1^o ordre théorique

e_a = excentricité accidentelle

e_1 = excentricité globale du 1^o ordre

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque I_f/h est inférieur à la plus grande des deux valeurs 15 et $20 e_1/h$.

Pour ce faire on procède aux justifications habituelles complétées comme suit :

e_a = la plus grande des deux valeurs 2 cm et $1/250$

$$e_2 = \frac{3 I_{f2}}{10 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Expression dans laquelle on désigne par :

- α - le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ces moments étant pris avant application des coefficients définis en A.3.3. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.
- Φ - le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée; ce rapport est généralement pris égal à 2.

A.4.4. - ETAT-LIMITE ULTIME DE STABILITE DE FORME

A.4.4.1. 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.

Les articles qui suivent sont directement applicables aux structures et à leurs éléments constitutifs, susceptibles de présenter une instabilité sous sollicitations de compression - flexion.

Les justifications des sous -articles A.4.4.2. Et A.4.4.3. Sont à présenter vis-à-vis de l'état -limite ultime. En outre, dans le cas des pièces très déformables, il est nécessaire de vérifier les états -limites de service.

Les régies qui suivent sont également applicables, moyennant adaptation, aux phénomènes d'instabilité plus complexes, tels que cloquage des voiles plans ou courbes, déversement des poutres en flexion -torsion, flambement des profils ouverts en compression -torsion.

A.4.4.2. 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 la déformabilité et la résistance de calcul des matériaux.

A.4.4.3. Sollicitations et hypothèses de calcul

A.4.4.3.1. - Les sollicitations sont calculées à partir des

L'état limite ultime) et A.3.3.3. (Pour l'état limite de service), en tenant compte en outre :

- 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 :

* dans le cas d'une ossature, une inclinaison d'ensemble égale à:

- 0,01 radian s'il s'agit d'un seul étage avec une majorité des charges appliquées au niveau supérieur,
- 0,005 radian pour les autres ossatures,

* dans le cas d'un élément isolé, une excentricité additionnelle des charges égale à la plus grande des deux valeurs :

- 2 centimètres,
- et $1/250,1$ désignant la longueur de l'élément;
- des sollicitations du second ordre liées à la déformation de la structure.
- éventuellement des défauts de section ou (et) de ligne moyenne. Dans ce dernier cas, le CCTP peut fixer des valeurs particulières pour les coefficients γ

A.4.4.3.2. - Dans les cas courants, 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 A.4.3.2.)
- on adopte pour le béton comprimé un diagramme déformations -contraintes déduit de celui de l'article A.4.3.4.1.

Par une affinité parallèle à l'axe des déformations de rapport $(1 + \alpha\Phi)$, expression où α et Φ ont la même signification qu'en A.4.3.5.

Dans le cas d'ouvrages exceptionnels, tels que ceux qui présentent de grandes dimensions, il est loisible d'admettre des hypothèses plus représentatives du comportement réel de la structure, pour l'évaluation des déformations. Celles-ci peuvent être alors calculées (y compris les effets du second ordre) en adoptant pour γ_b une valeur inférieure à 1,5 sans descendre au-dessous de 1,35.

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

A.4.4.3.3. - Dans les problèmes où intervient la torsion (par exemple le déversement des poutres) on ne tient compte de l'inertie correspondante que dans les zones comprimées, avec un module de déformation transversale évalué à 0,4 fois le module de déformation longitudinale déduit du diagramme déformations contraintes adopté ci-dessus.

A.4.5. - ETATS-LIMITES DE SERVICE VIS-A-VIS DE LA DURABILITE DE LA STRUCTURE

Les vérifications à effectuer portent généralement sur :

- un état -limite de compression du béton (A.4.5.2.)
- un état -limite d'ouverture des fissures (A.4.5.3.)

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles de l'article A.3.3.3., sous réserve des indications données en A.4.5.3.1.

A.4.5.1. Régies de calcul en section courante :

Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures;
- le béton tendu est négligé;
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15;
- Conformément aux errements habituels, on ne déduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé; on peut en outre supposer concentrée en son centre de gravité l'aire d'acier de la section transversale d'un groupe de plusieurs armatures, pourvu que l'erreur ainsi commise ne dépasse pas 15 %.

A.4.5.2. Etat -limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c,j}$

A.4.5.3. Etat -limite d'ouverture des fissures :

A.45.3.1. Principe de la justification :

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à

Celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Vu la grande variabilité du phénomène de fissuration les paragraphes suivants A.4.5.3.2. À 4.5.3.4. Donnent les prescriptions à appliquer en fonction du degré de nocivité des ouvertures de fissures, qu'il appartient au maître d'oeuvre d'apprécier en l'absence de précisions figurant dans le marché.

Les principaux paramètres qui interviennent dans la limitation de l'ouverture des fissures sont le pourcentage des armatures tendues, les diamètres de celle-ci qu'il faut proportionner aux dimensions transversales des pièces, leur répartition et leur contrainte de traction sous les combinaisons de l'article A.3.3.3. Cependant certaines actions de très courte durée peuvent ne pas être prises en compte pour les justifications de contrainte des paragraphes A.4.5.3.3. Et A.4.5.3.4.

A.4.5.3.2. Cas où la fissuration est peu préjudiciable :

Les régies minimales à appliquer sont les suivantes :

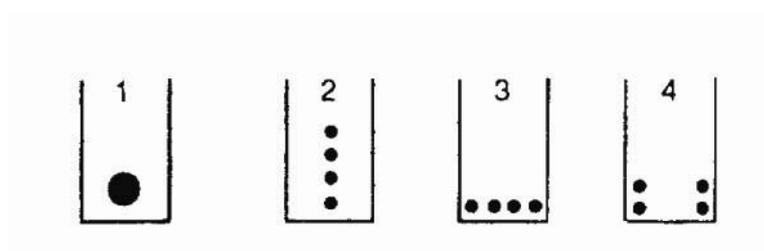
A.4.5.3.2.1. - Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de régies consacrées par l'expérience de concevoir des éléments non fragiles (au sens de l'article A.4.2) pour les parties ne comportant pas de joint de dilatation et de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau conformément à l'article A.7.3.

A.4.5.3.2.2. - Certains éléments font l'objet de régies forfaitaires consacrées par l'expérience. Il s'agit notamment des dalles sur appuis continus (A.7.2.), des poutres (A.7.3.) et de certaines parties de bâtiments courants (B.5.).

A.4.5.3.2.3. - Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible :

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses,
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries,
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatible avec une mise en place correcte et avec la régie ci-dessus relative aux petits diamètres.

A titre d'exemple, les dispositions telles que celles figurées en 1 et 2 sont nettement plus défavorables que les dispositions 3 et 4 qui assurent une meilleure réparation des fissures. Les armatures de peau ne figurent pas sur ces schémas.



A.4.5.3.3. Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

On observe les régies suivantes qui s'ajoutent à celles données en A.4.5.3.2. :

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus basse des deux valeurs $2/3 f_e$ et $110 (\eta f_{tj})^{1/2}$ MPA (ou N/mm^2),

Expressions dans lesquelles

f_e - désigne la limite élastique des aciers utilisés;

f_{tj} - la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPA;

η - est un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses; et 1,6 pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3;

- le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à 6 mm;
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 25 cm et $2h$ (h désignant l'épaisseur totale de l'élément).

A.4.5.3.4. Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas on observe les régies suivantes :

- la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus basse des deux valeurs $0,5 f_e$ et $90 (\eta f_{tj})$ MPA avec les mêmes notations qu'en A.4.5.3.3.
- le diamètre des armatures est au moins égal à 8 mm.

- le diamètre des armatures est au moins égal à 8 mm.
- des "armatures de peau" prévues en A.7.3. Pour les poutres de grande hauteur, ont une section au moins égale à 5 cm² par mètre de longueur de parement.
- lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 3 fois leur diamètre.
- dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus 40 cm d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs 20 cm et 1,5 h (h épaisseur totale de l'élément).

A.4.6. - CALCUL DES DEFORMATIONS; ETAT-LIMITE DE SERVICE VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS

A.4.6.1. Calcul des déformations :

A.4.6.1.1. - Le calcul des déformations globales doit tenir compte des phases successives de la construction et des différentes sollicitations exercées.

Les déformations dues à la flexion sont obtenues par une double intégration des courbures le long des pièces. Les déformations dues à l'effort tranchant sont obtenues par intégration simple des distorsions.

Compte tenu du but recherché, on tient compte, si nécessaire, des déformations différées du béton (retrait et fluage) et de celles dues à la température.

Pour la conduite du calcul on distingue deux cas suivant que la pièce est fissurée ou non.

A.4.6.1.2. - le calcul des courbures dans l'état non fissuré est conduit en rendant homogènes les sections de béton et d'acier, le coefficient d'équivalence ayant pour valeur conventionnelle 15.

Le calcul des courbures dans l'état fissuré est conduit à partir de la valeur de la courbure exprimée sous la forme :

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s + \varepsilon_{bc}}{d}$$

Où

$1/r$ désigne la courbure de déformation,

d la hauteur utile de la section,

ε_{bc} le raccourcissement relatif du béton sur la fibre extrême comprimée.

ε_s l'allongement relatif moyen de l'acier en traction compte tenu de l'effort exercé par l'adhérence du béton tendu.

L'action du béton tendu équivaut à une diminution de l'allongement de l'acier calculé à partir de la contrainte de l'armature au droit d'une fissure. Lorsque la "fissuration systématique" est atteinte, cette diminution peut être évaluée à la Quantité :

$$\frac{f_{tj}}{2E_s\rho_f} \quad \text{à condition que} \quad \rho_f \geq \frac{f_{tj}}{\sigma_s}$$

Dans ces expressions, on désigne par σ_s la contrainte de l'acier à l'état limite de service, par f_{tj} la contrainte de rupture par traction du béton à l'âge de j jours et par ρ_f le rapport de la section d'armatures tendues à une aire de béton tendu limitée par le contour de la pièce et une parallèle à l'axe neutre déterminée par celle des deux conditions suivantes qui donne la plus grande surface :

- la hauteur du béton tendu comptée à partir de la fibre extrême est égale à $0,3 d$ (d désignant la hauteur utile).
- la surface de béton tendu a même centre de gravité que les armatures tendues.
Le calcul de ε_s et ε_{bc} doit tenir compte des déformations différées du béton.

A.4.6.1.3. - Le calcul des distorsions dans l'état non fissuré est conduit selon les hypothèses usuelles de la résistance des matériaux en considérant la section du béton seul.

Le calcul des distorsions dans l'état fissuré est basé sur l'analogie du treillis: les allongements des armatures sont convenablement réduits pour prendre en compte l'effet de l'adhérence.

A.4.6.2. Etat limite de déformation :

Les justifications relatives à l'état -limite 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.

Il convient, s'il y a lieu, de limiter séparément les déformations permanentes et celles sous charges variables.

CHAPITRE - A.5 -

JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS TANGENTES

A.5.1. - POUTRES SOUS SOLLICITATIONS D'EFFORT TRANCHANT

A.5.1.1. Généralités :

Cet article ne concerne ni les poutres cloisons ni les consoles courtes qui sont traitées dans d'autres documents.

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état - limite ultime. La justification d'une section concerne les armatures transversales de l'âme (A.5.1.2.2. et A.5.1.2.3.) ainsi que la contrainte du béton (A.5.1.2.1.). D'autre part, les zones d'appui (d'about ou intermédiaire) font l'objet des régies énoncées en A.5.1.3.. Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

Expression dans laquelle b_o désigne la largeur de l'âme, d la hauteur utile de la poutre et V_u la valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

Dans cette expression conventionnelle, on a introduit la hauteur utile à la place du bras de levier, dans le but de simplifier les calculs : τ_u ne représente donc pas la valeur réelle de la contrainte exercée, mais une fraction comprise entre 0.8 et 0.9.

En cas de largeur variable sur la hauteur de la section il convient d'adopter pour b_0 une valeur minimale, sauf justification contraire.

Dans le cas particulier des sections circulaires, on pourra adopter

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{\Phi d}$$

La valeur de calcul de l'effort tranchant tient compte éventuellement de la réduction dénommée "effet Résal" qui peut se produire dans les poutres de hauteur variable.

Cependant, pour les pièces dont toutes les sections droites sont entièrement comprimées, il n'y a pas lieu d'appliquer les prescriptions qui suivent à condition que la contrainte τ_u soit au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$0,06 f_{cj} / \gamma_b \text{ et } 1,5 \text{ MPA (ou N/mm}^2\text{)}$$

Les armatures d'âme calculées en fonction des régies qui suivent règnent sur toute la hauteur de la poutre et sont ancrées dans les membrures de celle-ci.

A.5.1.2. justification d'une section courante :

Pour la vérification de la résistance du béton et des armatures d'âme au voisinage d'un appui (A.5.1.2.1. à A 5.1.2.1), l'effort tranchant V_u peut être évalué en négligeant les charges situées à une distance de l'appui inférieure à $h/2$ et en ne prenant en

Compte qu'une fraction égale à $2a/13h$ des charges situées à une distance a de l'appui comprise entre $0.5 h$ et $1.5 h$.

A.5.1.2.1. Etat -limite ultime du béton de l'âme

A.5.1.2.1.1. - Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la *fibre moyenne*) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$0,20 f_{cj} / \gamma_b \text{ et } 5 \text{ MPA (ou N/mm}^2\text{)}$$

En outre, lorsque la fissuration est jugée préjudiciable, ou très préjudiciable, les contraintes ci-dessus sont remplacées par les valeurs limites :

$$0,15 f_{cj} / \gamma_b \text{ et } 4 \text{ MPA (ou N/mm}^2\text{)}$$

A.5.1.2.1.2. - Dans le cas où les armatures d'âme sont inclinées à 45° sur l'axe de la poutre, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs.

$$0,27 f_{cj} / \gamma_b \text{ et } 7 \text{ MPA (ou N/mm}^2\text{)}$$

La même régie peut être appliquée dans le cas d'armatures d'âme droites accompagnées d'armatures parallèles à l'axe de la poutre, réparties sur la hauteur de l'âme et convenablement ancrées sur les appuis, à condition que le volume relatif de ces dernières armatures soit au moins égal à celui des armatures droites.

Les dispositions du présent article sont recommandées en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

A.5.1.2.1.3. - Dans le cas où les armatures d'âme, non accompagnées d'autres armatures sont inclinées sur l'axe de la poutre d'un angle compris entre 45° et 90° on peut déterminer la valeur admissible de τ_u par interpolation linéaire entre les valeurs données en A.5.1.2.1.1. Et A.5.1.2.1.2.

A.5.1.2.2. Section minimale d'armatures d'âme :

Toute âme de poutre comporte une armature transversale composée d'aciers parallèles au plan moyen de l'âme et ancrés efficacement dans les deux membrures.

Ces aciers font avec l'axe longitudinal de la poutre un angle compris entre 45° et 90°, leur inclinaison étant de même sens que celle de la contrainte principale de traction au niveau du centre de gravité de la section de la poutre supposée non fissurée.

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs :

$$0,9 d \text{ et } 40 \text{ cm}$$

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite élastique f_e , la quantité $A_t \cdot f_e / b_o \cdot S_t$ doit être au moins égale à 0,4 MPA (ou N/mm²).

Toutefois, pour les poutres larges dont la largeur d'âme b_o est supérieure à la hauteur totale h , cette condition peut ne pas être respectée, sauf au voisinage des parements de l'âme sur des largeurs égales à $h/2$.

A.5.1.2.3. Etat -limite ultime des armatures d'âme :

La justification vis-à-vis de l'état -limite des armatures d'âme, s'exprime, avec les mêmes notations que précédemment par la relation :

$$\frac{At}{bo St} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3 ftjk)}{0,9 fe (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec ftj borné supérieurement à 3.3 MPA

Dans laquelle les contraintes sont exprimées en MPA (ou N/mm²), et avec comme valeurs du coefficient k :

1 (unité) - en flexion simple,

$1 + 3 \frac{\sigma_{cm}}{f_{cj}}$ en flexion composée avec compression, σ_{cm} désignant la contrainte moyenne de compression de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul,

$1 - 10 \frac{\sigma_{tm}}{f_{cj}}$ en flexion composée avec traction, σ_{tm} désignant la contrainte moyenne de traction de la section totale du béton, sous l'effort normal de calcul.

En outre, la valeur de k est bornée supérieurement à :

- 0 (zéro) dans le cas de reprises de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après, ou lorsque la fissuration est jugée très préjudiciable,
- 1 (unité) dans le cas de surfaces de reprise munies d'indentations dont la saillie atteint au moins 5 mm.

A.5.1.3. Zones d'application des efforts :

Les régies qui suivent permettent de traiter forfaitairement la plupart des cas. Il est cependant possible d'avoir recours à des schémas plus élaborés tenant compte des dispositions exactes du coffrage, des armatures et des charges, ce qui peut conduire à des

Inclinaisons de bielles sur l'horizontale différentes de 45° ainsi qu'à des systèmes de bielles superposées (par exemple lorsque plusieurs nappes horizontales d'armatures sont disposées sur la hauteur de la poutre).

Pour les justifications qui suivent (A.5.-1.3.1. à 5.1.3.2:), l'effort tranchant V_u doit être évalué sans prendre en compte les réductions mentionnées au A.5.1.2.

A.5.1.3.1. Appui simple d'about ;

A.5.1.3.1.1. - À l'appui d'about d'une poutre on admet que les charges sont transmises par l'intermédiaire d'une bielle unique dite "bielle d'about" inclinée à 45° sur l'axe de la poutre.

A.5.1.3.1.2. - On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

Lorsque par sa nature, l'appui est susceptible de transmettre une réaction inclinée, on ajoute à la section visée ci-dessus, celle qui est nécessaire pour transmettre la composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

A.5.1.3.1.3. - Dans le cas d'une poutre à nervure rectangulaire, d'épaisseur b_0 avant l'appui (côté travée) on doit vérifier la condition suivante dans laquelle y_b prend les mêmes valeurs qu'en A.4.3.4.1. .

$$\frac{2 V_u}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{Y_b}$$

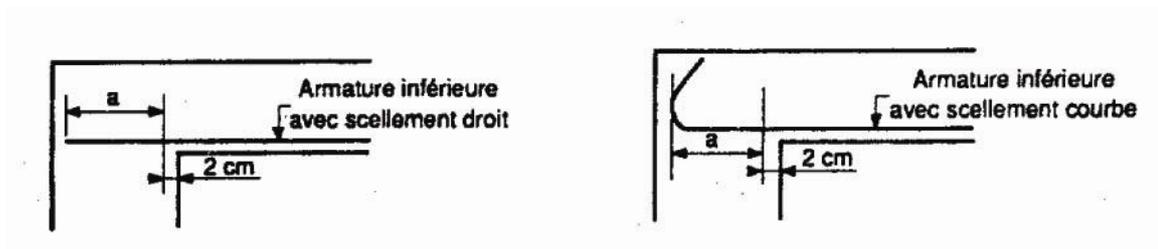
a - désigne la longueur d'appui de la bielle d'about, évaluée au niveau des armatures inférieures et mesurée parallèlement à

L'axe longitudinal de la poutre. La valeur de a est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0,9 d$.

Si la poutre comporte un talon, la valeur de a est évaluée au niveau supérieur de celui-ci.

Les figures ci-dessous indiquent les valeurs à utiliser pour a dans les cas les plus courants :

Poutre à nervure rectangulaire reposant sur un poteau dont elle est solidaire :



Poutre à nervure rectangulaire reposant sur un appareil d'appui:

Poutre à nervure rectangulaire reposant sur un appareil d'appui.



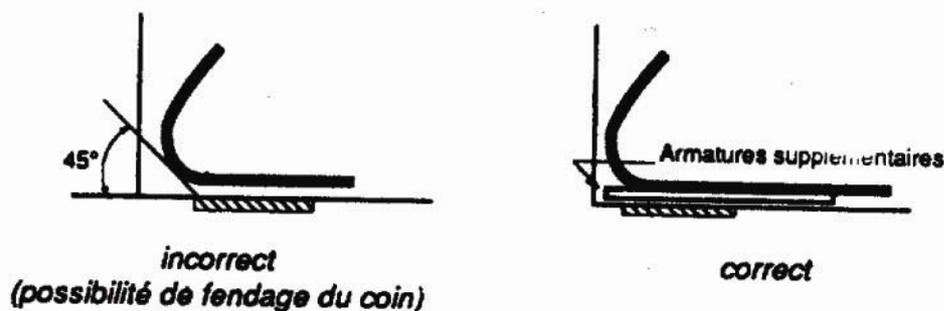
Poutre à talon reposant sur un appareil d'appui :



Dans ce dernier cas, l'attention est attirée sur le fait que l'adjonction d'un montant d'épaisseur égale à la largeur de l'appui permet d'augmenter la sécurité vis-à-vis de la bielle d'about.

A.5.1.3.1.4. - Les armatures visées en A.5.1.3.1.2. Doivent être disposées de telle sorte qu'il n'y ait pas de risque de fendage d'un coin au voisinage de l'arrêt extrême de la poutre.

Ce risque peut exister par exemple (figure ci-dessous) lorsque des armatures de gros diamètres sont ancrés avec un grand rayon de courbure. Dans ce cas, des armatures supplémentaires doivent armer le coin extrême de la poutre.



Il est également possible de disposer à plat (dans un ou plusieurs plans horizontaux) les ancrages des armatures.

A.5.1.3.1.5. - Dans le cas d'appuis de faible longueur, on peut superposer des bielles avec des armatures inférieures dans chacune d'elles. Les armatures situées en partie basse de la poutre doivent pouvoir équilibrer un effort au moins égal à $V_u/3$ et être ancrées à cet effet.

Dans ce cas, la justification d'équilibre exige un renfort d'armatures d'âme.

A.5.1.3.2. Appui intermédiaire :

A.5.1.3.2.1. - Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u , est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 d}$$

A.5.1.3.2.2. - Sur un appui intermédiaire d'une poutre continue on vérifie pour chacune des travées adjacentes la condition de l'article A.5.1.3.1.3.

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

En outre, la contrainte moyenne de compression de l'aire d'appui sous la valeur de calcul ultime de la réaction doit être au plus égale à :

$$1,3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{sauf dispositions constructives particulières (frettage, bossage de répartition).}$$

A.5.1.3.3. Efforts entraînant la mise en tension transversale de l'âme d'une poutre :

La zone d'application à une poutre d'un effort donné, doit être conçue de telle sorte que la transmission de cet effort aux parties de la poutre capables de l'équilibrer, soit assurée. Si cette transmission a tendance à séparer les deux membrures en

Entraînant ainsi la mise en tension transversale de l'âme de la poutre, il est nécessaire de l'assurer au moyen d'armatures, appelées suspentes, calculées vis-à-vis de l'état -limite ultime.

Dans le cas où l'effort appliqué est réparti (par exemple hourdis suspendu aux âmes d'une poutre en U ou caisson), il faut s'assurer que les armatures d'âme dimensionnées vis-à-vis de l'effort tranchant sont suffisantes pour équilibrer les charges suspendues, en les renforçant s'il y a lieu.

Dans le cas où l'effort appliqué est concentré (croisement de poutres), les suspentes s'ajoutent aux armatures nécessaires pour équilibrer l'effort tranchant présent à l'amont du croisement dans la poutre porteuse.

A.5.2. - DALLES ET POUTRES-DALLES SOUS SOLlicitATIONS D'EFFORT TRANCHANT

A.5.2.1. Définitions :

Les dalles sont des plaques portant dans deux directions. Les poutres -dalles sont des plaques présentant deux bords libres, sensiblement parallèles et distants d'au moins trois fois leur épaisseur; en outre un moment résistant principal de flexion est sensiblement parallèle aux bords libres, et beaucoup plus grand que l'autre moment résistant principal de même signe.

A3.2.2. Justification des armatures d'effort tranchant :

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies.

- la pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur,

- la contrainte tangente τ_u définie en A.5.1.1. Est au plus égale à $0,07 f_{cj} / \gamma_b$.

En cas de surface de reprise ménagée dans l'épaisseur de la dalle, considérée on applique l'article A.5.3.

Dans les autres cas on dimensionne les armatures d'effort tranchant de la manière indiquée pour les poutres en A. 5.1.2.3.

A.5.2.3. Justification du béton avec armature d'effort tranchant :

Lorsque la dalle comporte des armatures d'effort tranchant les valeurs limites de la contrainte tangente τ_u sont celles données pour les poutres à armatures droites (A.5.1.2.1.1.) multipliées par:

$$\frac{10h}{3} \quad \text{si } 0,15 \text{ m} < h < 0,30 \text{ m}$$

$$1 \text{ (unité)} \quad \text{si } h \geq 0,3 \text{ m}$$

h - désigne l'épaisseur totale de la plaque en mètres.

Aucune régie n'est donnée pour $h \leq 0,15$ m étant donné que les éléments minces ne comportent usuellement pas d'armatures d'effort tranchant.

A.5.2.4. Forces localisées - poinçonnement :

A.S.2.4.1. - Sous l'action de forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

A.5.2.4.2. Dans le cas d'une charge localisée éloignée des bords de la dalle, on admet qu'aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0,045 u_c h f_{ci} / y_b$$

Expression dans laquelle on désigne par :

Q_u - la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

h - l'épaisseur totale de la dalle,

u_c - le périmètre du contour défini en A.3.2.5. Au niveau du feuillet moyen.

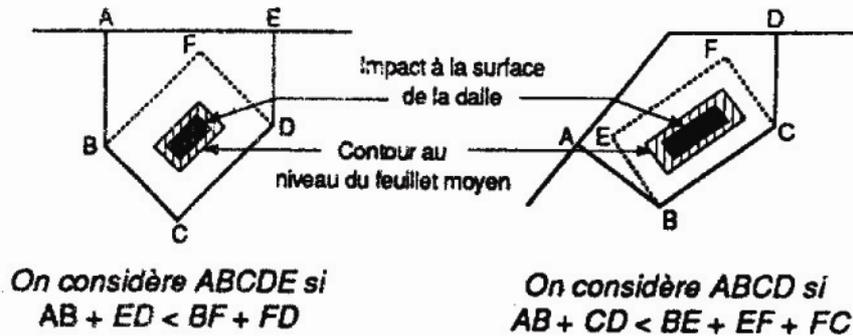
A.5.2.4.3. - Si la condition de A.5.2.4.2. N'est pas satisfaite on considère le contour u parallèle à u_c le plus éloigné de celui-ci (donc avec $u > u_c$ pour lequel $Q_u \leq 0,045 u h f_{ci} / y_b$).

On dispose des armatures d'effort tranchant dans toute la zone intérieure à ce périmètre, en appliquant les régies édictées en A.5.1.2.3 et A.5.2.3.

Dans le cas le plus général, il convient de considérer des contours intermédiaires de façon à adapter les armatures d'effort tranchant aux valeurs du cisaillement évaluées sur ces contours.

A proximité des bords de la dalle on remplace certaines parties des contours visés ci-dessus par des perpendiculaires aux bords des dalles, lorsqu'il en résulte un raccourcissement des périmètres concernés. Eventuellement les contours considérés peuvent inclure plusieurs charges localisées voisines, lorsque cette manière de procéder conduit à des effets plus défavorables.

Les figures ci-dessous donnent des exemples de forces localisées à proximité des bords de la dalle.



A.5.3. - ACTIONS TANGENTES EXERCÉES SUR DES ELEMENTS AUTRES QUE LES AMES; COUTURES D'ATTACHE

Les justifications à présenter sont toutes relatives à l'état -limite ultime.

A.5.3.1. Régie des coutures généralisée :

Cette régie a pour but de justifier certains plans intérieurs du béton sur lesquels s'exerce un effort tangent, et pour lesquels il n'est pas prévu par ailleurs de justification spécifique. Il s'agit notamment :

- des surfaces de reprise de bétonnage,
- des plans d'attache de deux pièces entre elles.

Ces plans doivent être traversés d'armatures d'attache (dites également armatures de couture) convenablement ancrées de part et d'autre sont prises en compte en tant qu'armatures d'attache,

Les armatures faisant un angle d'au moins 45° avec le plan sollicité et inclinées en sens inverse de la direction probable des fissures du béton.

A.5.3.1.2. - La justification consiste, en l'absence de résultats expérimentaux fournissant des bases sûres de calcul, à appliquer l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t y_s} (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau_u - \sigma_u$$

Avec :

A_t - somme des aires des sections droites des aciers constitutifs d'un cours d'armatures d'attache

s_t - espacement de ces armatures parallèlement au plan sollicité,

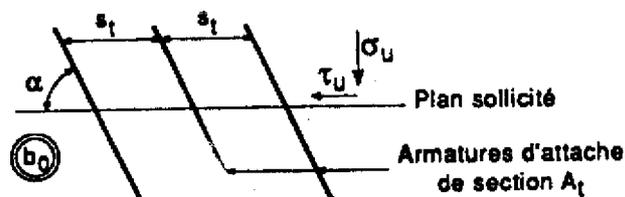
b₀ - épaisseur du béton prise en compte pour évaluer les contraintes s'exerçant sur le plan considéré, c'est-à-dire la contrainte tangente τ_u et la contrainte normale σ_u , cette dernière étant comptée positive pour les compressions et négative pour les tractions.

f_e - limite d'élasticité garantie des armatures d'attache,

α - angle de ces armatures (compris entre 45° et 90°) avec-le plan sollicité,

y_s - coefficient défini en A.4.3.2.

Les notations utilisées sont explicitées par la figure ci-dessous:



Dans le cas courant où α vaut 90° la formule s'écrit :

$$\frac{A_{tfe}}{b_o \cdot s} \geq \tau_u - \sigma_u$$

L'attention est attirée sur le fait que la résistance au cisaillement des pièces tendues est médiocre.

A.5.3.2. Liaison des membrures d'une poutre avec l'âme :

Il y a lieu de justifier par la régie des coutures la jonction des membrures d'une poutre à l'âme en considérant, soit le plan de naissance, parallèle au plan moyen de l'âme, de la saillie de la membrure sur l'âme, soit tout plan parallèle au plan de naissance si cela est plus défavorable.

La contrainte τ_u à prendre en compte pour l'application de l'article A.5.3.1.2. Est une contrainte moyenne calculée sur la section seule du béton supposé non fissuré. Elle s'évalue à partir du glissement longitudinal s'exerçant sur le plan à justifier; dans le calcul de ce glissement on ne tient compte que des largeurs de membrures considérées pour justifier la résistance de la poutre sous sollicitations ultimes vis-à-vis de la flexion.

La contrainte tangente τ_u est limitée aux mêmes valeurs que celles indiquées pour les âmes en A.5.1.2.1.

Les armatures propres des hourdis peuvent être considérées comme armature de couture indépendamment du rôle qu'elles jouent dans la résistance à la flexion du hourdis lui-même.

A.5.3.3. Surfaces de reprise :

Les coutures de reprise sont dimensionnées conformément à

A.5.3.1. Elles ne sont cependant pas exigées dans les structures peu sollicitées, lorsque les conditions suivantes sont réalisées :

- l'élément en cause n'est soumis qu'à des charges réparties, lentement variables, non susceptibles d'efforts dynamiques ou de choc,
- la surface de reprise est traitée pour lui donner une rugosité importante, par exemple en ménageant des indentations de liaison,
- la contrainte tangente calculée sous sollicitation ultime n'excède pas 0,35 (ou σ_{lim2}),
- la contrainte normale éventuelle est une compression.

ARTICLE A.5.4. – TORSION

Les justifications à présenter sont relatives à l'état -limite ultime. Les règles qui suivent est applicable aux pièces linéaires (poutres et caissons).

A.5.4.1. 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.

A.5.4.2. Calcul des contraintes

Pour l'évaluation des contraintes dues au couple de torsion on distingue les sections creuses et les sections pleines.

A.5.4.2.1. Sections creuses :

La contrainte tangente de torsion s'évalue par la formule :

$$\tau_u = \frac{T_u}{2\Omega b_0}$$

Dans laquelle T_u est le moment de torsion, b_a l'épaisseur de la paroi au point considéré et l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

Si l'épaisseur b_0 des parois est supérieure à l'épaisseur fictive définitive en A.5.4.2.2. Il convient d'appliquer la régie de calcul des sections pleines.

A.5.4.2.2. Sections pleines :

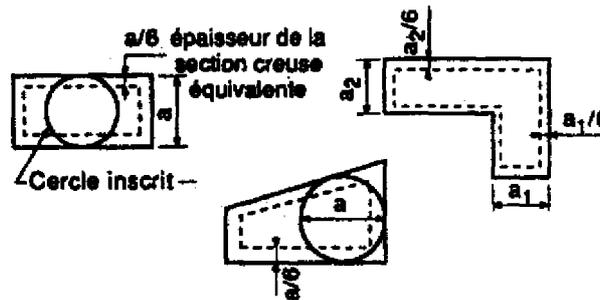
Pour un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur. La contrainte de torsion se calcule alors comme pour les sections creuses.

La méthode qui vient d'être exposée n'est pas susceptible d'être étendue aux sections de forme complexe.

On peut cependant appliquer la régie du premier alinéa de l'article A.5.4.2.2. Aux sections décomposables en rectangles en considérant séparément chacun des rectangles juxtaposés, puis en supprimant les éléments de paroi des rectangles composants qui ne suivent pas le contour extérieur de la section; on obtient ainsi une paroi continue qui suit le contour extérieur de la section et n'entoure qu'un alvéole. Ce mode de détermination n'est applicable qu'à la condition que les rapports des côtés des rectangles composants soient tous compris entre 1/3 et 3. Il est loisible de considérer des sections fictives obtenues par

Troncature de certains rectangles de façon à respecter les proportions indiquées.

Les figures ci-dessous explicitent la méthode utilisée, le trait tirée indiquant la limite de la section creuse équivalente.



A.5.4.3. Justification du béton :

Pour les sections creuses, la contrainte tangente de torsion τ_T est cumulée avec la contrainte tangente τ_v due à l'effort tranchant éventuel. La contrainte résultante est limitée aux valeurs τ_{lim} indiquées en A.5.1.2.1. Soit :

$$\tau_T + \tau_v \leq \tau_{lim}$$

Pour les sections pleines, il y a lieu de vérifier l'expression :

$$\tau_T^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$$

A.5.4.4. Justification des armatures :

Les armatures sont justifiées par application de la règle des coutures aux sections droites (normales à l'axe longitudinal de la

Pièce), et aux sections radiales passant par ce même axe. Elles sont disposées le plus près possible des parois, compte tenu des régies sur l'enrobage.

Ceci conduit en général à prévoir deux systèmes d'armatures respectivement parallèles et orthogonales à l'axe de la pièce. Ils sont déterminés par les formules :

$$\frac{A_t}{S_t} \frac{f_{et}}{\gamma_s} = \sum \frac{A_1}{u} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

Où, en plus des notations utilisées en A.5.3.1.2. Et en A.5.4.2.1. On désigne par :

$\sum A_1$ la somme des sections des aciers longitudinaux :

u le périmètre du contour d'aire;

A_t la section d'un cours d'armatures transversales situées dans la largeur prise en compte pour le calcul de la contrainte tangente de torsion.

Dans le cas d'une section rectangulaire, les armatures longitudinales sont disposées aux quatre angles et éventuellement sur les faces pour les sections de grandes dimensions.

Lorsqu'il s'agit d'une âme de poutre ou d'une membrure de caisson, les armatures ainsi dimensionnées viennent s'ajouter à celles résultant de A.5.1.2.3.

Le pourcentage minimal d'armatures prescrit en A.5.1.2.2. Pour les âmes des poutres soumises à effort tranchant s'applique aux pièces soumises à des moments de torsion. Lorsque le ferrailage est constitué (cas le plus courant) par des armatures longitudinales et transversales, le pourcentage minimal doit être

Respecté par chacun de ces deux systèmes d'armatures; Néanmoins, en cas de compression concomitante, il convient de se référer à la régie des coutures.

CHAPITRE - A.6 -

REGLES DE DETAILS DES ARMATURES

A.6.0 – ADHERENCE

Les paragraphes A.6.1. Et A.6.2. Concernent les liaisons entre le béton et les armatures; dans le cas des barres ces liaisons sont mesurées par la contrainte d'adhérence τ_s (A.6.1.1.).

Les régies à respecter, toutes relatives à l'état -limite ultime, visent :

- les extrémités des barres qui doivent être ancrées avec une sécurité suffisante (A.6.1.2. pour les barres, A.6.2.1. et A.6.2.2. pour les treillis soudés).
- les armatures en partie courante soumises à des contraintes dites d'entraînement qui doivent être limitées pour ne pas endommager le béton entourant les armatures.

A.6.1. - ADHERENCE DES ACIERS EN BARRES

A.6.1.1. Contrainte d'adhérence :

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s définie par la formule :

$$\tau_s = \frac{1}{u} \frac{dF}{dx}$$

Où

$\frac{dF}{dx}$ est la variation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature;

u est le périmètre utile de l'armature, confondu avec le périmètre nominal lorsqu'il s'agit d'une barre isolée.

L'efficacité d'une barre du point de vue de l'adhérence est caractérisée par son coefficient de scellement Ψ_s qui est pris égal à l'unité pour les ronds lisses bruts de laminage et à la valeur fixée par la fiche d'identification pour les autres types d'armatures.

A.6.1.2. Ancrage des aciers en barres :

A.6.1.2.1. Conditions d'équilibre

L'ancrage de l'ensemble d'un paquet de barres n'est pas admis. Une barre est toujours ancrée individuellement; les paquets de plus de trois barres ne comportent aucun ancrage de barre individuelle sur toute leur longueur.

Il en résulte que dans un paquet de trois barres au plus, les longueurs d'ancrage de chacune des barres ne doivent pas se chevaucher; les paquets de plus de trois barres ne doivent être composés que d'éléments d'une seule longueur ancrés par épanouissement à leurs extrémités.

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

En outre dans les parties courbes, en l'absence de contact avec une autre barre, il est admis de tenir compte d'un effort axial de frottement égal à la réaction de courbure de la barre multipliée par le coefficient de frottement de l'acier sur le béton, pris égal à 0,4.

La zone d'ancrage d'une barre ou d'un groupe de barres doit être armée transversalement par des aciers de couture tracés et dimensionnés pour équilibrer les efforts tendant à faire éclater le béton par mise en jeu de l'adhérence. Les articles A.6.1.2.3. Et A.6.1.2.5.4. Donnent les régies à appliquer. Les armatures qui auraient été prévues à d'autres fins peuvent jouer ce rôle d'armatures de couture vis-à-vis des efforts d'adhérence, dans la mesure où leur tracé est correct à cet égard. Il y a lieu aussi de tenir compte de l'existence (éventuelle) d'un effort de direction perpendiculaire à l'axe de l'armature ancrée qui peut avoir un effet favorable (s'il s'agit de compression) ou un effet défavorable (s'il s'agit de traction).

A.6.1.2.2. Ancrages rectilignes :

Les barres rectilignes de diamètre Φ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite longueur de scellement droit. A défaut de calcul précis, on adopte les valeurs forfaitaires suivantes pour le rapport l_s / Φ :

- 40 pour les aciers à haute adhérence Fe 400 de Ψ_s au moins égal à 1,5.
- 50 pour les aciers à haute adhérence Fe E 500 de Ψ_s au moins égal à 1,5 et pour Les aciers lisses Fe E 215 et Fe E 235. Une valeur plus précise est donnée par L'expression :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s}$$

Les valeurs indiquées ci-dessus pour l_s sont valables à la fois pour les barres tendues et les barres comprimées. Elles doivent être multipliées par 1,5 dans le cas d'une barre faisant partie d'un paquet de trois.

Lorsque l'aire réelle A de la section droite d'une barre est plus grande que la section A_{cal} strictement nécessaire par le calcul, la longueur d'ancrage peut être réduite dans le rapport A_{cal} / A sans pouvoir être inférieure à 1.4 fois le diamètre de la barre.

La jonction de deux barres parallèles identiques est assurée par recouvrement si leurs extrémités se chevauchent sur une longueur au moins égale à leur longueur d'ancrage augmentée de la distance entre axes de ces barres, lorsque cette distance est supérieure à cinq fois leur diamètre.

La jonction mécanique de deux barres peut être réalisée par d'autres procédés notamment par des manchons ou par soudure (bout à bout ou par recouvrement) dans la mesure où des essais probants ont permis de vérifier la résistance du système utilisé.

A. 6.1.2.3. Couture des ancrages rectilignes :

Dans le cas d'une jonction par recouvrement de deux barres parallèles, la résistance de l'ensemble des armatures de couture est au moins égale à la résistance de chacune des barres à ancrer. Le diamètre des armatures de couture doit être choisi suffisamment petit pour assurer une bonne répartition de ces armatures tout au long de la jonction.

Dans le cas le plus général où on peut trouver dans une même zone de jonction par recouvrement, des barres arrêtées et des baves continues il convient d'adapter la régie de l'alinéa précédent compte tenu des positions respectives des armatures et de la proportion des barres ancrées.

Pour les poutres, on peut se dispenser de la vérification des armatures de couture, à condition que la longueur d'ancrage des barres arrêtées soit égale à leur longueur de scellement droit -et que la proportion de barres ancrées ne dépasse pas 25% sur l'étendue d'une longueur d'ancrage.

Pour les poutres les plus usuelles, les armatures d'âc'e ou de talon sont généralement suffisantes pour assurer le rôle de couture vis-à-vis des efforts développés aux ancrages.

Pour les dalles et voiles courbes il n'y a généralement pas lieu de fournir des justifications relatives aux armatures de couture, à condition d'appliquer la disposition suivante :

La proportion de barres intéressées par un recouvrement rectiligne dans une nappe donnée ne doit pas dépasser le tiers si cette nappe est la plus proche d'une paroi et la moitié si la dite nappe est s é p a r é e de la paroi par une nappe de direction différente. Cette 1asposiuon n'est cependant pas applicable aux treillis soudés pour lesquels on se réfère à l'article A.6.2.

A.6.1.2.4. Jonction de barres comprimées :

Les jonctions de barres susceptibles d'être comprimées sont obligatoirement rectilignes. La longueur du recouvrement peut être prise égale à $0,6 l_s$ à condition que la barre soit toujours comprimée, qu'elle ne fasse pas partie d'un paquet de trois et que les entre -axes des barres en jonction soient au plus égaux à cinq fois leur diamètre.

Les jonctions de barres comprimées, non susceptibles d'être tendues, peuvent se faire par aboutement des barres au contact, sous réserve que la préparation à donner aux faces en contact et le dispositif à employer pour maintenir les barres pendant le bétonnage aient donné lieu à des vérifications expérimentales probantes.

A.6.1.2.5. Ancrage par courbure de barres tendues :

A.6.1.2.5.1. - Outre la condition de non -écrasement du béton formulée ci-après en A.6.1.2.5.2. les ancrages par courbure doivent être réalisés suivant les rayons minimaux qui suivent, (il s'agit de la distance du centre de courbure à l'axe de la barre).

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

Le rayon de courbure de trois diamètres est admis pour les ronds lisses des nuances Fe E 215 et Fe E 235. Pour ces mêmes ronds et pour le façonnage des cadres, étriers et épingles susvisés on peut réduire le rayon de courbure à deux diamètres.

Pour les barres à haute adhérence les rayons de courbure sont au moins égaux aux valeurs fixées par les textes réglementaires en vigueur.

A.6.1.2.5.2. - Dans toute partie courbe de barre, de diamètre Φ , le rayon de courbure r satisfait à l'inégalité suivante, dite condition de non -écrasement du béton

$$r \geq 0,2 (1 + \frac{\sigma_s}{\sigma_{er}}) \Phi$$

Ou :

er - désigne la distance du centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton;

σs - la contrainte de calcul évaluée à l'origine de la courbe, sous sollicitation ultime;

v un coefficient numérique égal à l'unité lorsque la barre est isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit; sa valeur est portée à 5/3, 7/3 ou 3 respectivement lorsque la barre courbée fait partie d'un ensemble disposé en deux, trois ou quatre lits, sous réserve que les distances libres entre lits successifs soient au moins égales au diamètre des plus grosses barres.

En outre, dans les parties où l'armature de traction tout entière d'une poutre est courbe, ou dans les boucles de jonction des barres tendues d'une poutre ou d'un tirant, le rayon de courbure *r* de chaque barre satisfait à l'inégalité :

$$\frac{r}{\Phi} \geq 0,35 \left(1 + \frac{2n\Phi}{b} \right) v \frac{f_e}{f_{cj}}$$

Ou :

fe - désigne la limite d'élasticité garantie des barres,

n - le nombre de barres d'un même lit,

b - la largeur de l'élément en cause,

Les autres symboles gardent la même signification que ci-dessus.

A.6.1.2.5.3. - Par définition, le crochet normal comporte une partie en demi-cercle suivie d'un retour rectiligne d'une longueur

Égale à deux fois le diamètre de la barre. le rayon de la partie courbe est égal à trois diamètres pour les barres lisses de nuance douce Fe E 215 ou Fe E 235; pour les barres à haute adhérence Fe E 400 ou Fe E 500, il doit être au moins égal à 5.5 diamètres sauf prescription contraire des fiches d'identification.-

A défaut de calcul plus précis, on peut admettre que l'ancrage *d'lule* barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors -crochet est au moins égale à :

0,6 ls - s'il s'agit d'une barre lisse de nuance douce

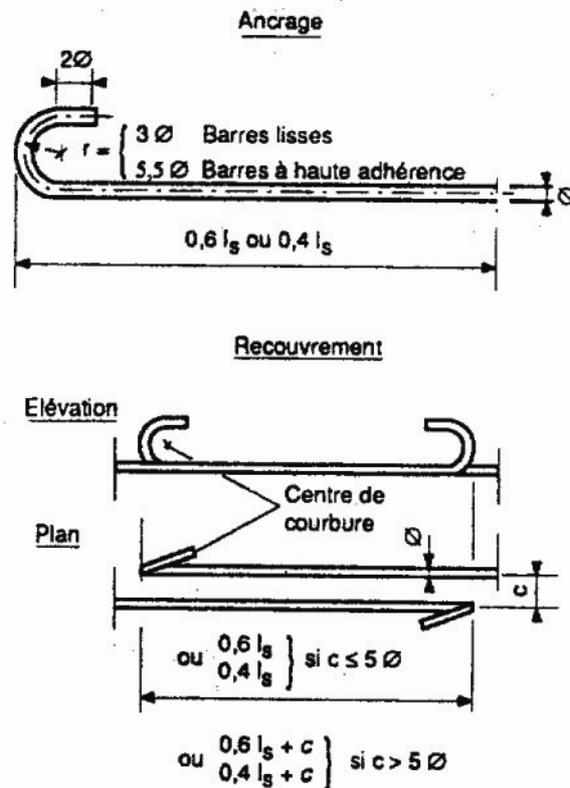
(Fe E 215 ou Fe E 235)

0,4ls - s'il s'agit d'une barre à haute adhérence

(Fe E 400 ou Fe E 500)

La jonction de deux barres de même diamètre, parallèles et munies de crochets normaux est assurée lorsqu'elle se chevauchent sur une longueur au moins égale aux valeurs ci-dessus, augmentée de l'écartement transversal des centres de courbure de leurs crochets, si celui-ci est supérieur à cinq fois le diamètre des barres.

Les figures ci-après illustrent les dispositions à prendre en cas de recouvrement de barres terminées par des crochets normaux.



Le respect des prescriptions concernant le crochet normal dispense de vérifier la condition de non-écrasement du béton.

A. 6.1.2.5.4. - Les plans comportant des ancrages par courbure doivent être cousus pour parer aux risques de fissuration du béton suivant ces plans. Il est cependant possible de se dispenser de prévoir des armatures de couture pour les dalles et voiles courbes, si les ancrages par courbure sont noyés dans la masse du béton.

Dans le cas de recouvrements munis de crochets normaux, les coutures présentent une section au moins égale à la moitié de celle qui serait nécessaire pour un scellement droit.

A.6.1.2.5.5. - On admet que les ancrages des extrémités des

Barres façonnées en cadres, étriers et épingles sont assurés par courbure suivant le rayon minimal, si les parties courbes sont prolongées de parties rectilignes de longueur au moins égale à :

- cinq diamètres à la suite d'un arc de cercle de 180°
- dix diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135°
- quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 90°

À condition que les plans de ces ancrages ne fassent pas un angle supérieur à 7c18 avec les sections droites où sont disposés les aciers en cause. Des dispositions différentes doivent être justifiées.

Les conditions de non -écrasement du béton données en A.6.1.2.5.2. Ne sont pas applicables aux courbures de cadres, étriers ou épingles.

A.6.1.3. Entraînement des barres isolées ou en paquet

Dans une poutre fléchie de section constante, la contrainte d'adhérence d'entraînement τ_{se} sur un paquet de barres de section A_i et de périmètre u_i est égale à l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d u_i} \frac{A_{si}}{A_s}$$

Où:

A_s - désigne la section totale des armatures tendues;

u_i - périmètre utile pris égal au périmètre minimal circonscrit à la section droite du paquet.

La contrainte d'adhérence τ_{se} doit être inférieure à la valeur

Ultime $\tau_{se, u} = \Psi s f_{tj}$ sauf pour les armatures de dalles séparées de la paroi la plus proche par une nappe d'armatures orthogonales pour lesquelles on adopte :

$$\tau_{se, u} = 2 \Psi s f_{tj}$$

A défaut de calculs plus précis il est loisible d'adopter comme valeur de $\Psi s f_{tj}$:

2 MP a (ou N/mm²) pour les ronds lisses,

3 MPA (ou N/mm²) pour les barres à haute adhérence telles que $\Psi s \geq 1,5$.

A.6.2. - ANCRAGE ET ENTRAINEMENT DES TREILLIS SOUDES

A.6.2.1. - Ancrage de treillis soudés formés de fils ou barres à haute adhérence :

Pour un treillis soudé constitué de fils ou barres à haute adhérence il y a lieu de se référer à l'article A.6.1.2. Relatif à l'ancrage des aciers en barres.

A.6.2.2. Ancrages des treillis soudés formés de fils tréfilés lisses :

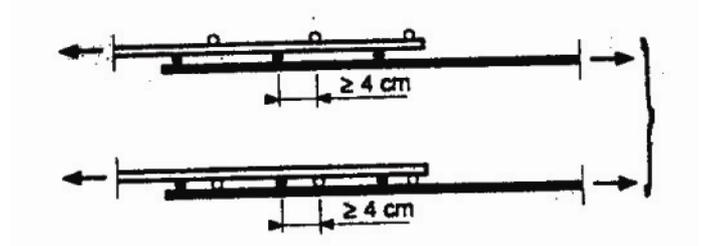
L'ancrage d'un fil est supposé assurer par appui sur le béton des fils transversaux qui lui sont soudés. On admet que chaque soudure de fil transversal peut équilibrer un effort au plus égal au tiers de l'effort maximal de calcul s'exerçant sur un fil porteur et à la moitié de l'effort maximal de calcul s'exerçant sur un fil de répartition.

L'ancrage total rectiligne comprend au moins trois soudures

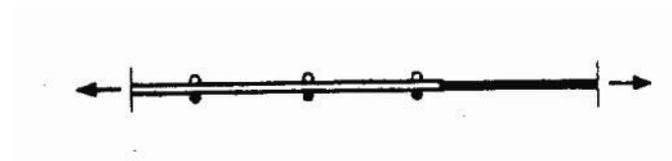
D'aciers transversaux pour un fil porteur et deux soudures pour un fil de répartition.
Des scellements partiels peuvent être envisagés.

La jonction par recouvrement de deux fils rectilignes comporte sur chaque fil trois soudures s'il s'agit de fils porteurs et deux soudures s'il s'agit de fils de répartition. Lorsque les nappes en recouvrement sont dans des plans distincts les soudures intéressées sur l'un et l'autre fil sont dans chaque paire écartées d'au moins quatre centimètres dans le sens opposé à celui où l'effort appliqué tend à les rapprocher.

Les dispositions possibles sont explicitées par la figure ci-dessous :



Nappes en recouvrement dans les plans distincts



Nappes en recouvrement dans le même plan.

Lorsque les armatures transversales (en forme de cadres, étriers ou épingles) sont constituées de treillis soudé, les ancrages d'extrémité de ces armatures peuvent être assurés par courbure à condition de modifier l'article A.6.1.2.5.5. De la façon suivante

- la longueur minimale de la partie rectiligne est portée à quinze diamètres à la suite d'un arc de cercle de 180°, à vingt diamètres à la suite d'un arc de cercle de 135°.
- la partie rectiligne prolongeant un arc de cercle de 90° doit être soudée à un fil perpendiculaire.

A.6.2.3. Entraînement :

L'effort d'entraînement (par unité de longueur) g exercé (vis-à-vis de l'état limite ultime) sur un fil de treillis soudé brut de tréfilage de section A_s et de limite élastique garantie f_e doit satisfaire à l'inégalité :

$$g \leq A_s \frac{f_e}{Y_s} \frac{1}{2t} \quad \text{avec } g = \frac{V_u}{0,9d}$$

Dans laquelle t désigne l'écartement des barres dans la direction perpendiculaire.

Lorsque le treillis soudé est constitué par des fils ou barres à haute adhérence on adopte la même justification qu'en A.6.1.3. Compte tenu de la valeur Ψ_s figurant dans la fiche d'identification du produit concerné.

A.6.3. - PROTECTION DES ARMATURES

L'enrobage est défini comme la distance de l'axe d'une armature à la paroi la plus voisine diminuée du rayon nominal de cette armature. L'attention est attirée sur le fait que les régies données ici sont valables pour toutes les armatures, qu'elles soient principales ou secondaires. Les enrobages minimaux fixés en A.7.2.6. Doivent en outre être respectés. Il convient enfin de

Prévoir l'enrobage minimal compte tenu de la dimension maximale des granulats et de la maniabilité du béton.

En tout état de cause l'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- 5 cm pour des ouvrages à la mer ou exposés au embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage de 5 cm, peut être réduit à 3 cm, si, soit les armatures, soit le béton est protégé par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.
- 3 cm pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à des actions agressives (et à 2 cm si $f_{c,28} > 40$ MPA);
- 3 cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40 MP a. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

- 1 cm pour des parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution, c'est-à-dire qu'ils ne comportent aucune tolérance en moins par rapport à la valeur nominale : ceci implique qu'il faut tenir compte des enlèvement éventuels de matière postérieurs à la

Mise en place du béton. D'autre part, il y a lieu de s'assurer par des dessins de détail comportant toutes les armatures secondaires non calculées que ces conditions d'enrobage peuvent être satisfaites.

Le respect de l'enrobage exige une densité convenable de cales ou écarteurs entre les armatures et le coffrage, ainsi que des carcasses rendues suffisamment rigides .par l'adjonction d'armatures secondaires qui ne résultent pas forcément des calculs réglementaires.

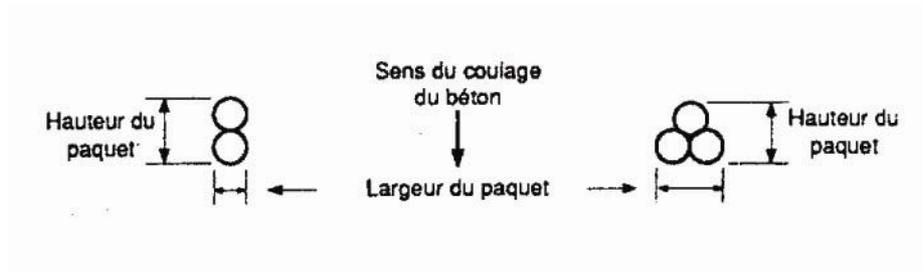
A.6.4. - POSSIBILITES DE BETONNAGE CORRECT

A.6.4.1. - le diamètre des barres employées comme armatures de dalles ou de voiles courbes doit être au plus égal au dixième de l'épaisseur totale de ces éléments.

A.6.4.2. - Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à $h/35$ (h étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de l'âme.

A.6.4.3. - Les armatures peuvent être groupées en paquets à condition de les disposer de façon compacte et d'opposer le minimum de gêne à la mise en place du béton. Dans tous les cas, la hauteur du paquet doit être au plus égale au double de sa largeur.

Les figures ci-dessous indiquent les dispositions recommandées dans le cas de paquets de deux ou trois armatures. En cas d'utilisation de paquets groupant plus de deux armatures, l'attention est particulièrement attirée sur la nécessité de vérifier l'entraînement des aciers (art. A.6.1.3.).



D'autre part, les paquets de plus de trois barres ne peuvent être utilisés que s'ils ne sont soumis à aucune sollicitation d'entraînement.

A.6.4.4. - L'enrobage de chaque armature est au moins égal à :

- son diamètre si elle est isolée;
- la largeur du paquet dont elle fait partie dans le cas contraire.

A.6.4.5. - Entre armatures voisines la distance libre doit être au moins égale, dans toutes les directions à :

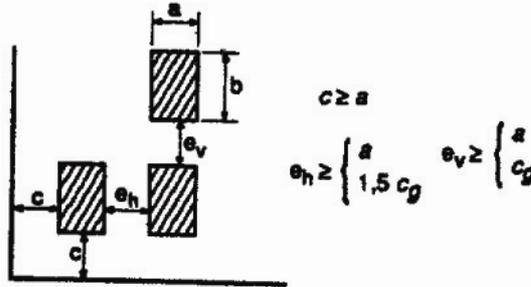
- leur diamètre si elles sont isolées,
- la largeur des paquets dont elles font partie dans le cas contraire.

En outre, cette même distance libre doit être au moins égale à c_g dans la direction verticale et à $1,5 c_g$ dans la direction horizontale, c_g désignant la grosseur du plus gros granulat utilisé.

On a toujours intérêt à adopter des distances supérieures aux valeurs minimales indiquées particulièrement dans le cas où les armatures ne sont pas aisément accessibles au bétonnage.

Cependant la mise en place du béton doit être appréciée compte tenu des moyens de serrage mis en oeuvre; en particulier, les problèmes peuvent être différents suivant qu'il s'agit de coulage sur chantier ou en usine.

La figure ci-dessous résume les principales dispositions concernant l'enrobage et les distances entre armatures voisines dans le cas le plus général de paquets de largeur a et de hauteur $b \leq 2a$.



A.6.4.6. - Les mailles des grilles formées par les armatures doivent être assez larges pour ne pas affecter l'homogénéité du béton frais lors de sa mise en place.

- Dans le cas des poutres les régies données en A.6.4.5. Sont valables pour l'espacement des armatures longitudinales tant que l'espacement des cours successifs d'armatures transversales est au moins égal à deux fois la distance libre entre armatures longitudinales. Quand il n'en est pas ainsi, il convient de s'attacher à ce que le rayon moyen r_g des mailles des grilles satisfasse aux inégalités suivantes :

$$r_g \geq \frac{c_g}{1,4} \text{ si les gros éléments du granulat sont roulés.}$$

$$r_g \geq \frac{c_g}{1,2} \text{ si les gros éléments du granulat sont concassés}$$

cg étant la grosseur du granulat et rg étant défini comme le rapport de l'aire par le périmètre du vide intérieur d'une maille de grille.

A.6.4.7. - On doit éviter les entassements excessifs d'armatures; Si l'entassement est inévitable et exige un béton spécial à granulat moins gros, mention en est faite sur les dessins d'exécution et la zone intéressée y est exactement définie.

De tels entassements peuvent se produire par exemple dans les zones frettées ou dans les zones de croisement ou de jonction de deux éléments de la structure. Il est alors vivement recommandé de dessiner à grande échelle (avec toutes coupes utiles) la zone concernée.

Un tel entassement pouvant compromettre la qualité du béton par effet de paroi, il convient que, dans la région la plus ferrillée, le rayon moyen du moule r_m soit au moins égal à la grosseur cg du granulat. Le rayon moyen du moule est défini comme le quotient du volume par la surface de ses parois (y compris les surfaces des armatures).

A.6.4.8. - Quand le béton doit être vibré par aiguilles dans la masse il y a lieu de ménager des intervalles suffisamment larges pour livrer passage à ces aiguilles, et à des distances telles que la vibration de la totalité du béton soit assurée.

Il convient donc de tenir compte dans les dessins d'exécution du diamètre des aiguilles utilisées et de leur rayon d'action.

A.6.4.9. - Pour les pièces de très grandes dimensions, il convient de régler les espacements des armatures de manière à permettre aux ouvriers de pénétrer à l'intérieur des moules et d'atteindre tous les points où le béton doit être mis en place.

A.6.5. - REPRISES DE BETONNAGE

Les dessins d'exécution doivent indiquer de façon précise l'emplacement et la configuration des surfaces de reprise.

Les armatures éventuellement nécessaires sont dimensionnées et disposées en conséquence; elles sont ancrées dans des zones susceptibles de résister à leur mise en traction.

A.6.6. - POUSSEES AU VIDE

A.6.6.1. - Quand des éléments courbes ou à tracé anguleux sont des parties constitutives d'un ensemble dont le fonctionnement mécanique entraîne des sollicitations dans ces éléments, on justifie les dispositions prévues pour assurer leur résistance propre. On justifie aussi la résistance de leur attache aux autres éléments de l'ensemble dont ils font partie.

On peut citer par exemple le hourdis inférieur courbe d'une poutre caisson de hauteur variable. La poussée au vide s'exerçant sur ce hourdis équivaut à une pression perpendiculaire à son plan moyen. Il en résulte un fléchissement du hourdis dans le sens transversal, d'où des sollicitations de flexion composée sur les âmes.

A.6.6.2. - Lorsque la poussée au vide d'une barre courbe est dirigée vers un parement, cette barre est attachée par des ligatures normales à elle, l'embrassant, et ancrées dans la masse du béton. Ces ligatures donnent lieu à vérification de résistance vis-à-vis de l'état -limite ultime et sont fixées à la barre de façon qu'elles ne puissent se dépasser par rapport à elle lors de la mise en oeuvre du béton.

Dans les voiles courbes trop minces pour que des ligatures puissent y être prévues, on peut accepter la poussée au vide

D'armatures courbes pourvu que leur rayon de courbure r satisfasse à l'inégalité

$$\frac{r}{\Phi} \geq \frac{5}{3} \frac{f_e}{f_{tj}} \left(1 + 0,4 \frac{\Phi}{C_s} \right)$$

Φ étant le diamètre nominal d'une barre et C_s la distance de son axe à la paroi du côté de la poussée au vide.

A.6.6.3. - Les poussées au vide qui pourraient résulter de la mise en jeu mécanique d'ancrages par courbure doivent être équilibrées par des armatures de tracer et de section appropriés.

La mise en jeu mécanique d'un ancrage par courbure tend à faire fléchir la barre ancrée là où sa courbure change; il peut en résulter des poussées au vide susceptibles parfois de faire éclater le béton de couverture.

L'ancrage le plus dangereux à cet égard est celui qui comporte un retour rectiligne parallèle à une paroi et à son voisinage immédiat. Il convient soit de disposer une ligature reliant ce retour à la masse du béton, soit d'incliner les retours rectilignes des ancrages vers la masse du béton.

ARTICLE - A.7 -

DISPOSITIONS PARTICULIERES AUX DIVERS ELEMENTS DE STRUCTURES

A. 7.1. - ELEMENTS COMPRIMES

A .7.1.1. Généralités :

Le présent article est applicable à toutes les pièces notablement comprimées; celles-ci doivent comporter des armatures longitudinales et transversales (respectivement parallèles et perpendiculaires à l'effort de compression appliqué) satisfaisant aux régies qui suivent (A.7.1.2. et A.7.1.3).

Les quantités d'armatures résultant des paragraphes A.7.1.2 et A.7.1.3 constituent des valeurs minimales applicables en particulier aux poteaux et colonnes soumis à des compressions axiales ou excentrées. Il s'agit donc de dispositions constructives ne dispensant pas de calculer le ferrailage nécessaire pour équilibrer les sollicitations du chapitre A.3. Il convient d'autre part de se conformer aux régies du présent article pour-le ferrailage de la partie comprimée des poutres fléchies.

A.7.1.2. Armatures longitudinales :

A.7.1.2.1. - La section d'armatures longitudinales est au moins égale à 4 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Les armatures longitudinales des pièces comprimées peuvent être indifféremment constituées de ronds lisses, de barres à haute adhérence ou de treillis soudés. Il est recommandé des aciers de limite d'élasticité au moins égale à 400 MPA (ou N/mm²).

D'autre part la section d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,1 % de la section totale de béton comprimé sans pouvoir dépasser 4 % en dehors des zones de recouvrement -de ces barres.

A.7.1.2.2. - Les armatures longitudinales sont réparties dans la section au voisinage des parois de façon à assurer au mieux la résistance à la flexion de la pièce dans les directions les plus défavorables. En particulier dans une pièce de section rectangulaire la distance maximale de deux armatures voisines sur une même face est au plus égale à :

- une fois la longueur du petit côté du rectangle augmentée de 10 cm.
- 40 cm

Pour les pièces de formes diverses, cette règle doit être adaptée. Il est recommandé de prévoir :

- Pour les sections polygonales, une armature (au moins) dans chaque angles;
- pour les sections circulaires, au moins six armatures également réparties sur tout le contour.

Conformément à l'article A.6.1.2.4. Les ancrages et recouvrement d'armatures longitudinales sont rectilignes. Cependant si la pièce est susceptible d'être tendue sous certains cas de charge, il faut calculer la longueur de scellement des

Armatures compte tenu de la contrainte de traction maximale exercée.

A.7.1.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cours elles forment ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales de diamètre supérieur ou égal à 20 mm de façon à assurer le maintien de celles-ci vis-à-vis d'un mouvement éventuel vers la ou les parois les plus voisines.

Le tracé de l'armature constituant la ceinture visée ci-dessus ne comporte ni angle rentrant, ni recouvrement parallèle à la paroi.

Les prescriptions relatives au tracé des armatures transversales sont essentiellement valables pour les poteaux et colonnes; elles ne sauraient être appliquées à des éléments tels que les murs.

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers ($1/3$) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent. Leur espacement est au plus égal à :

- 15 fois le diamètre des barres longitudinales prises en compte dans le calcul.
- 40 cm.
- la plus petite dimension de la pièce (mesurée sur la section) augmentée de 10 cm.

Dans les zones où la proportion des armatures longitudinales présentant des jonctions par recouvrement est supérieure à un demi, le nombre des cours d'armatures transversales disposés sur

Le recouvrement de deux barres longitudinales est au moins égal à 3.

A.7.2. - DALLES SUR APPUIS CONTINUS

A.7.2.1. Domaine d'application :

Les prescriptions qui suivent s'appliquent aux dalles autres que les poutres -dalles dont les appuis sont constitués, soit par des éléments continus avec lesquels elles forment monolithes (nervures ou murs en béton armé), soit par des murs sur lesquels elles reposent. Eventuellement, ces dalles peuvent présenter des bords libres et des appuis quasi ponctuels. Elles sont supposées ne comporter que des armatures parallèles à leur feuillet moyen.

Les dalles solidaires de leurs appuis seront considérées comme appuyées au droit des parements des éléments porteurs, si ceux-ci sont d'épaisseur constante.

A.7.2.2. Dalles utilisées comme hourdis de compression :

La détermination et la justification des dalles en tant que telles peuvent faire abstraction de leur rôle éventuel de tables de compression des poutres.

A.7.2.3. Procédés de calcul approchés :

A.7.2.3.1. - Les dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés dont le rapport des portées sont inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5) et qui ne sont soumises qu'à des charges réparties, peuvent être calculées à la flexion comme des poutres dans le sens de la petite portée. On doit tenir compte cependant de ce que les moments d'encastrement sur les petits côtés atteignent des valeurs du même ordre que sur les grands côtés.

A.7.2.3.2. - Les dalles rectangulaires encastrees (totalement ou

Partiellement) peuvent être calculées à la flexion sur la base des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15 % 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 fléchissant 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.

Lorsqu'il s'agit de la portée principale, si on désigne par M_o le moment maximal calculé dans l'hypothèse de l'articulation, par M_w et M_e les valeurs absolues prises en compte pour les moments sur appuis (de gauche et de droite), par M_t le moment maximal considéré en travée, on doit vérifier l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$$

A.7.2.4. Disposition des armatures

A.7.2.4.1. - Les armatures disposées suivant deux directions perpendiculaires sont telles (en chaque point) que le rapport de la section armant la direction la moins sollicitée (armatures de répartition) à celle armant la direction orthogonale (la plus sollicitée) est au moins égal à :

- 1/3 si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés,
- 1/4 dans le cas contraire.

A.7.2.4.2. - L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs du tableau suivant dans laquelle h désigne l'épaisseur totale de la plaque.

Direction	Charges Réparties Seulement	Charges Concentrées
Direction la plus sollicitée	3 h et 33 cm	2 h et 25 cm
Direction perpendiculaire à la plus sollicitée	4 h et 40 cm	3 h et 33 cm

A.7.2.4.3. - Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis :

- dans leur totalité si la dalle est soumise à des charges concentrées mobiles.
- à raison d'un sur deux au moins dans le cas contraire.

Les armatures prolongées, jusqu'aux appuis y sont ancrées au-delà du contour théorique de la dalle. Dans le cas de treillis soudés cet ancrage peut ne comporter qu'une soudure à condition que la plaque ne soit pas soumise à des charges concentrées mobiles provoquant des effets dynamiques sensibles ou un poinçonnement important.

Sur les parties du contour d'appui où pourraient se développer des moments d'encastrement partiels, on doit prévoir des armatures "en chapeaux" capables d'équilibrer un moment de

Signe contraire au moment de flexion maximal de la région centrale et d'une valeur au moins égale aux quinze centièmes (0,15) de ce dernier.

A. 7.3. - ARMATURES DES POUTRES

Les armatures dénommées "armatures de peau" sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à 20 mm, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égal à 4 fois leur diamètre. On entend par écartement la distance entre axes de deux barres consécutives. En outre, dans les cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable, les prescriptions sont modifiées par celles données A.4.5.3.4.

A.7.4. - PRESSIONS LOCALISEES, FRETTAGE ARTICULATIONS

Les efforts ou contraintes visés dans les chapitres précédents peuvent être dépassés dans certains cas. Il s'agit des pressions localisées s'exerçant sur une partie de la surface totale offerte (A.7. 4.1.) et des pièces comprimées de courte longueur qu'il est possible de renforcer par frettage (A.7.4.2.) D'autre part, les articulations en béton font l'objet des régies particulières énumérées en A.7.4.3.

A.7.4.1. Pressions localisées :

A.7.4.1.0 - Ces pressions s'exercent par exemple dans le cas d'un appareil d'appui sur un chevêtre ou celui d'un poteau métallique sur une semelle.

Les justifications sont effectuées vis-à-vis de l'état limite ultime. Elles comportent la limitation de l'effort de compression (A.7.4.1.1.) et le dimensionnement d'armatures de diffusion (A.7.4.1.2.).

En outre, la géométrie de l'élément doit permettre une diffusion de l'effort de compression telle, qu'en dehors de la zone de diffusion, la résistance de l'élément et en particulier la compression du béton satisfassent aux règles du chapitre A.4 (justification des pièces prismatiques soumises à des sollicitations normales).

Toutefois, des efforts supérieurs à ceux résultant de A.7.4.11 peuvent être admis dans certains cas faisant l'objet de régions particulières, à condition de fretter de façon efficace la zone directement soumise à ces efforts.

A.7.4.11. - Lorsqu'une pièce d'aire B est soumise à une pression uniforme sur une partie de sa surface d'aire B_0 , la contrainte de compression admissible sur B_0 est égale à

$$\frac{K 0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Sous réserve que l'élément porteur ne comporte pas d'évidements et que son épaisseur h soit au moins égale au double du quotient de la surface B_0 par son périmètre. En outre, il y a lieu de respecter un débord minimal et de plafonner la valeur de K .

Dans le cas où les surfaces B_0 et B sont des rectangles de mêmes axes (donc concentriques) et de dimensions respectives (a_0, b_0) et (a, b) .

$$K = 1 + \left[3 - \frac{4}{3} \left(\frac{a_0}{a} + \frac{b_0}{b} \right) \right] \sqrt{\frac{(1 - \frac{4}{3} \frac{a_0}{a}) (1 - \frac{4}{3} \frac{b_0}{b})}{3 a \quad 3 b}} \leq 3,3$$

La condition de débord minimal impose :

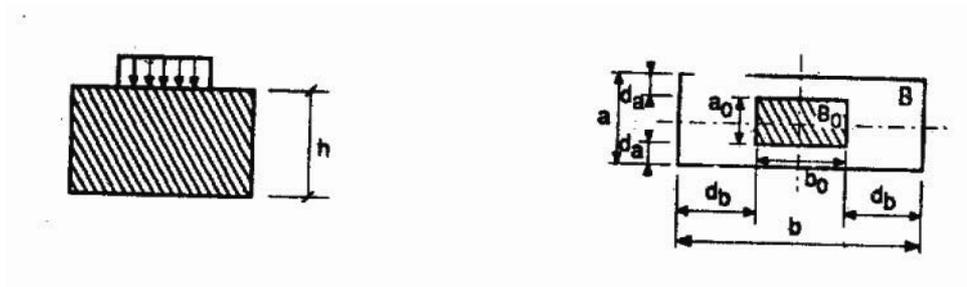
$$da \geq \frac{a_0}{6} \quad \text{soit} \quad \frac{a}{a_0} \geq \frac{4}{3}$$

$$da \geq \frac{b_0}{6} \quad \text{soit} \quad \frac{b}{b_0} \geq \frac{4}{3}$$

L'article concerne des pièces suffisamment rigides pour que la pression exercée sur le béton puisse être considérée comme uniforme; les pièces minces sont traitées en A 5.2.4. (Poinçonnement).

Dans le cas des rectangles concentriques figurés ci -après, le critère traduisant la massivité de l'élément s'écrit :

$$h \geq \frac{a_0 b_0}{(a_0 + b_0)}$$



Dans tous les cas, il convient de ne pas charger une pièce trop près de ses parements, le béton d'enrobage étant particulièrement vulnérable (risque d'épaufrures); en outre, les armatures doivent être ancrées au-delà de la zone chargée. La condition de débord minimal est destinée à vérifier que la pièce peut fournir une étreinte transversale suffisante pour majorer la contrainte de compression admissible; si elle n'est pas satisfaite il faut prendre $K = 1$ (d'ou l'introduction du rapport $4/3$ dans la formule). D'autre part l'influence du débord plafonne lorsque a/a_0 et b/b_0 atteignent la valeur 10, d'où la limitation à 3,3 du coefficient K; dans ce cas, la rupture a lieu par écrasement local.

A.7.4.1.2. - Le béton dont une face est chargé dans les conditions visées en A.7.4.1.1. Est armé parallèlement à cette face et jusqu'à la profondeur convenable, de façon à éviter la rupture locale du béton sous les efforts de diffusion dus à la charge.

A.7.4.2. Frettage :

Les régies indiquées ici ne visent que les pièces comprimées de courte longueur. Le frettage peut cependant aussi être utilisé dans le but d'obtenir :

- la résistance aux chocs (par exemple pieux battus.),
- la résistance aux efforts localisés (articulations en béton notamment) lorsque ceux-ci sont particulièrement concentrés.

A.7.4.2.1. - Les prescriptions du présent article ne sont applicables qu'aux pièces prismatiques comprimées et éventuellement légèrement fléchies.

A.7.4.2.2. - La dimension transversale minimale de la pièce frettée est au moins égale à 25 cm.

Le rapport de la longueur de la partie frettée de la pièce parallèlement à l'effort de compression, à sa plus petite dimension transversale n'excède pas deux.

A.7.4.2.3. - Le calcul de l'effort de compression admissible ne prend en compte que la section du noyau fretté et non la section totale de la pièce. Les justifications sont effectuées vis-à-vis de l'état limite ultime en multipliant les résistances de calcul du béton de l'article A.4.3.4. Par le coefficient de frettage suivant :

$$1 + 2 p t \frac{f_e}{f_{cj}}$$

Expression dans laquelle :

pt désigne le rapport du volume des frettes au volume du noyau fretté, cette valeur étant bornée supérieurement à 0,04,

fe la limite élastique des aciers constitutifs des frettes,

fcj la résistance caractéristique du béton qui doit être au moins égale à 25 MPA (N/mm²).

A. 74.2.4. - Il est fait exclusivement usage des formes d'armatures transversales ou frettes désignées ci-après :

– dans le cas de sections circulaires ou octogonales, les frettes sont constituées de cercles fermés ou d'hélices circulaires continues;

– dans les autres cas, on utilise des quadrillages formés de barres repliées en "épingles à cheveux" alternées, disposées alternativement dans deux directions perpendiculaires.

A.7.4.2.5. - Les extrémités des barres constitutives d'une frette sont convenablement ancrées par courbure dirigée vers l'intérieur du noyau fretté.

En particulier, les jonctions de spires d'hélices circulaires ne doivent pas comporter un simple recouvrement, mais bien un recouvrement de l'ordre de 15 à 20 diamètres suivis de deux ancrages par courbure avec retours dirigés vers le coeur du noyau fretté. Les ancrages d'extrémité de spires comportent en outre des retours parallèles à l'axe du cylindre d'enroulement des frettes.

A.7.4.2.6. - L'écartement des frettes successives ne doit pas dépasser le cinquième de la plus petite dimension transversale de la pièce; l'armature de frettage a un diamètre au moins égal à 5 mm.

A.7.4.3. Articulations en béton

A.7.4.3.1. Dispositions générales :

A.7.4.3.1.1. - Le présent article vise les articulations obtenues par l'intermédiaire d'un noyau de béton rétréci.

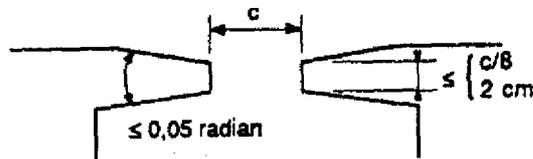
Les efforts transmis par une articulation se réduisent à une force de compression dont l'inclinaison sur la normale au plan de l'articulation est au plus égale à un quart. Les prescriptions de l'article A.7.4.1.0 ne sont applicables, comme étant trop restrictives.

Les pièces articulées sont frettées conformément à A.7.4.3.2.3 et A.7.4.3.3.3; ces aciers de frettage ne dispensent pas des armatures indispensables pour assurer la diffusion des efforts visée en A.7.4.1.2.

A.7.4.3.1.2. - Les faces en regard de deux pièces articulées par section rétrécie forment une fente, soit à bords parallèles de largeur égale à l'épaisseur du noyau, soit de largeur croissante à partir du noyau, la pente relative des bords de la fente n'excédant toutefois par 5 %.

L'épaisseur du noyau est au plus égale au huitième de sa plus petite dimension transversale; ce rapport peut être porté au cinquième si l'épaisseur qui en résulte ne dépasse pas deux centimètres.

Le schéma ci-dessous figure une articulation à section de béton rétrécie.



A l'état -limite ultime, la contrainte moyenne du noyau est au plus égale à $3 f_{cj}$;

A.7.4.3.1.3. - À défaut de résultats expérimentaux significatifs on limite les déplacements angulaires relatifs d'une articulation (état -limite de service) à $1/20$.

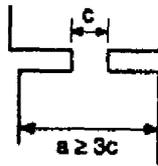
A.7.4.3.2. Articulations linéaires :

A.7.4.3.2.1. - Une articulation est dite linéaire si les mouvements de rotation relatifs qu'elle permet s'effectuent autour d'une droite fixe par rapport aux pièces articulées.

A.7.43.2.2. - Une articulation linéaire est comprimée sur toute sa longueur.

La largeur des pièces articulées normalement à l'axe d'articulation est au moins égale à trois fois la largeur du noyau constituant la section rétrécie.

La figure ci-dessous explicite le texte.

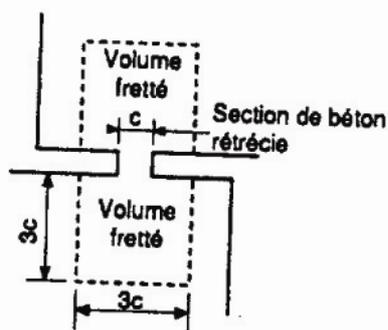


La longueur de l'articulation prise en compte (parallèlement à son axe) est inférieure à la dimension correspondante des pièces articulées, de telle manière que les armatures de frettage définies ci-après en A.7.4.3.2.3. Puissent être considérées comme efficaces sur toute la longueur de l'articulation.

A.7.4.3.2.3. - Les pièces articulées comportent un frettage constitué "d'épingles à cheveux" dans deux sens perpendiculaires.

Le frettage s'étend sur une largeur (perpendiculaire à l'axe de l'articulation) au moins égale à trois fois la largeur (comptée dans le même sens) du noyau. Le volume relatif des frettes est au moins de 1 % normalement à l'axe de l'articulation et de 0,8 % parallèlement à cet axe.

La figure ci-dessous explicite le texte.



La profondeur frettée est égale à la largeur définie ci-dessus, le volume relatif des frettes pouvant être réduit de 40 % au-delà des six dixièmes de cette profondeur.

A.7.4.3.3. Articulations ponctuelles :

A.7.4.3.3.1. - Une articulation est dite ponctuelle si elle permet des mouvements de rotation relatifs des éléments articulés autour d'un axe de rotation quelconque dans le plan de contact de ces éléments.

A.7.4.3.3.2. - Le noyau de la section rétrécie est circulaire; son diamètre est au plus égal au tiers de la plus petite dimension transversale des pièces articulées.

A.7.4.3.3.3 - Les pièces articulées sont frettées, soit par des "épingles à cheveux" alternées dans deux sens perpendiculaires, soit par des hélices ou cerces.

Le frettage s'étend sur une zone circulaire de diamètre au moins égal à trois fois le diamètre du noyau. Le volume relatif

Total des frettes est d'au moins 2 %

En cas de frettage par quadrillage, le volume relatif est dans chaque sens de 1 %.

La profondeur frettée est égale au diamètre fretté, le volume des frettes pouvant être réduit de 40 % au-delà des six dixièmes de cette profondeur.

A.7.5. - JUSTIFICATION PAR L'EXPERIMENTATION

L'expérimentation peut apporter une aide au calcul des sollicitations (A.7.5.1.) ou servir à justifier le comportement et la résistance vis-à-vis des actions exercées (A.7.5.2.).

A.7.5.1. - Il est possible de justifier par l'expérimentation les sollicitations à prendre en compte. La méthode la plus générale consiste à opérer sur des modèles (souvent réduits) constitués de matériaux ayant un comportement élastique sous charges instantanées.

Le choix du modèle doit faire l'objet d'une étude préalable destinée à vérifier la représentativité de celui-ci (conditions de similitude) et à établir le programme d'essais.

L'interprétation des essais conduit à l'évaluation des sollicitations (y compris celles dues aux réactions d'appuis) et des déformations qui sont utilisées de la même manière et avec les mêmes coefficients de sécurité que des valeurs calculées suivant les procédés de la résistance des matériaux.

A.7.5.2. - Il est possible de justifier par l'expérimentation le comportement de tout ou partie de la structure, à condition de procéder à un nombre d'essais suffisant, compte tenu de la dispersion du phénomène en cause.

A.7.5.2.1. - De façon générale les sollicitations résistantes déterminées par l'essai doivent être supérieures aux sollicitations agissantes résultant des combinaisons d'actions de l'article A.3.3., sous réserve d'appliquer les coefficients γ convenables.

Cependant, ces justifications ne dispensent pas de respecter les règles de bonne construction, (voir en particulier la condition de non fragilité de l'article A.4.2. et les dispositions constructives des paragraphes A 6.3. à A.6.6.).

A.7.5.2.2. - On opère sur des corps d'épreuve représentatifs des structures réelles vis-à-vis du (ou des) caractère (s) concerné (s).

On peut limiter les corps d'épreuve à une partie de la structure, à condition que l'enlèvement des autres parties n'ait pas d'influence sur l'objectif de l'essai.

Les états de surface des reprises de bétonnage et des joints doivent être conformes à ce qui est prévu pour les structures définitives.

Le système de forces appliquées doit correspondre à la configuration la plus défavorable, eu égard à l'effet étudié.

A.7.5.2.3. - Une étude préalable doit être conduite dans le but de :

- définir les corps d'épreuve compte-tenu des conditions ci-dessus et notamment de l'article A.7.5.2.2.

- définir de façon détaillée le programme d'essais - fournir les bases de l'interprétation des essais.

A.7.5.2.4. - Les deux cas les plus fréquemment rencontrés sont examinés ci-dessous; il s'agit des corps d'épreuve provenant d'une fabrication courante (A.7.5.2.4.1.) et de ceux fabriqués en laboratoire (A.7.5.2.4.2.).

A.7.5.2.4.1. - Le cas examiné ci-après vise des corps d'épreuve provenant d'une fabrication courante et qui sont donc identiques aux éléments réels, les essais portent généralement sur l'ensemble du comportement.

Le nombre d'essais doit être suffisamment grand pour que l'on puisse procéder à une interprétation statistique des résultats et en déduire notamment des sollicitations résistantes caractéristiques correspondant à des fractiles et niveaux de confiance au moins égaux à ceux qui correspondent à la définition de la résistance caractéristique du matériau en cause.

Ces sollicitations résistantes sont directement utilisées dans les justifications vis-à-vis des états -limites de service. Pour en déduire les valeurs de calcul des sollicitations résistantes ultimes, des appréciations sont généralement nécessaires.

A.7.5.2.4.2

Le cas examiné ci-après vise des corps d'épreuve fabriqués en laboratoire, les essais pouvant porter sur tout ou partie du comportement.

L'échelle peut être réduite et on peut (éventuellement) faire varier certains paramètres géométriques.

Le nombre des essais peut être restreint (voire unique) compte tenu de la faible dispersion liée à la confection des corps d'épreuve en laboratoire. On obtient directement par la moyenne des résultats (ou de la valeur unique) la valeur de service du caractère étudié à condition que les corps d'épreuve aient même résistance caractéristique. Par contre, l'évaluation d'une valeur de calcul ultime donne lieu à appréciation et de toute façon il faut tenir compte du fait que les lois de dispersion et les coefficients de variation ne sont pas les mêmes lorsqu'on passe de la construction réelle au laboratoire.

DEUXIEME PARTIE

**RÈGLES APPLICABLES AUX OSSATURES ET
ÉLÉMENTS COURANTS DES STRUCTURES EN
BÉTON ARMÉ**

CHAPITRE B-1

INDICATIONS SUR LE CHOIX DES MATERIAUX

B-1-1. INDICATION SUR LE CHOIX DES BETONS EN FONCTION DES RESISTANCES À OBTENIR ET DES CONDITIONS DE FABRICATION

L'article A. 2.1.13 des présentes régies stipule qu'à défaut de précédents et d'études préalables, on peut admettre, à priori, pour des bétons courants, lors de la rédaction des projets, des valeurs de la résistance caractéristique à la compression dont la pratique a montré qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers". Les projets sont donc établis à partir d'une résistance caractéristique spécifiée qu'il y a lieu d'obtenir à l'exécution et, au stade de leur élaboration, les compositions des bétons ne sont fournies qu'à titre indicatif à moins que l'on ait effectué des études préalables complètes ou que l'on dispose soit- de références précises, soit de garanties comme c'est le cas pour les bétons prêts à l'emploi à caractéristiques normalisées (B.C.N.) soumis à un auto -contrôle surveillé.

Le tableau ci-après indique, à la date d'approbation du présent texte, les dosages en kg/m^3 permettant d'obtenir dans la grande majorité des cas les résistances caractéristiques dont la normalisation est en cours. Les indications correspondent à des bétons présentant un affaissement de l'ordre de 10 cm à l'essai normalisé.

Rien ne s'oppose, bien entendu, lorsque les conditions requises sont remplies, à adopter pour les mêmes compositions des résistances caractéristiques supérieures.

CLASSES DU CIMENT		CPA 325 *	
Conditions de fabrication du béton		CC	AS
f_{c28}	16 MPa		
	20 MPa	325	300
	25 MPa	375	350
	30 MPa	(1)	(1)

(1) Cas à justifier par une étude appropriée.

* Cette classe de ciment correspond à la classe 55 et 55 R des normes Françaises NFP 15 300 et NFP 15 301.

Dans ce tableau CC et AS signifient :

CC Conditions courantes de fabrication des bétons.

AS Conditions courantes de fabrication des bétons avec auto -contrôle surveillé.

L'auto -contrôle surveillé intervient essentiellement par la rigueur accrue qu'il introduit dans le processus de fabrication.

Il est loisible également d'envisager l'utilisation de bétons présentant des résistances supérieures à celles indiquées ci-dessus. De tels bétons présentent en outre l'avantage d'une plus grande durabilité. Toutefois les limites données au chapitre A 2 doivent être respectées.

Article B.1.2 Aciers

Les projets sont établis à partir d'armatures dont les caractéristiques sont spécifiées dans les textes réglementaires en vigueur.

CHAPITRE B 2

DOMAINE D'APPLIICATION

De nombreux ouvrages sont constitués en totalité ou en partie d'éléments de structures susceptibles d'être justifiés par des régies dont l'expérience a montré la validité et qui permettent d'éviter des calculs laborieux dont la précision risquerait d'ailleurs souvent d'être illusoire.

Les domaines d'application de ces différentes régies sont définis aux paragraphes les concernant.

Cependant on distingue conventionnellement dans la suite du texte trois catégories de constructions et trois caractéristiques d'exposition.

Article B 2.1 Les "constructions courantes"

Dans les "constructions courantes", les charges d'exploitation (nominales ou en service) sont modérées : les valeurs de ces charges sont alors au plus égales à deux fois celles des charges permanentes ou à 5000 N/m^2 . De plus, les charges localisées appliquées à un élément quelconque de plancher (dalle, poutrelle, poutre) et généralement associées implicitement aux charges réparties doivent être inférieures à la plus grande des deux valeurs : 2000 N et le quart de la charge d'exploitation totale susceptible d'être appliquée à cet élément.

Article B 2.2 LES "CONSTRUCTIONS INDUSTRIELLES"

Dans les "constructions industrielles", les charges d'exploitation (nominales ou en service) sont relativement élevées : les valeurs de ces charges sont alors supérieures à deux fois celles des charges permanentes ou à 5000 N/m²; elles comprennent le plus souvent des charges localisées importantes, éventuellement mobiles, et pouvant donner lieu à des effets dynamiques.

Article B 2.3. - LES "CONSTRUCTIONS SPECIALES"

Dans les "constructions spéciales", certaines parties de la structure peuvent être assimilées à des éléments de "construction courantes", d'autres à des éléments de "constructions industrielles", d'autres enfin relèvent de l'application des régies générales.

Article B 2.4 - CARACTERISTIQUES D'EXPOSITION

Par ailleurs les caractéristiques d'exposition d'une construction par rapport à son environnement ainsi que la situation d'un élément de construction par rapport à l'enveloppe de celle-ci permettent de définir les 3 degrés de nocivité des ouvertures de fissures.

- Cas de fissuration préjudiciable.

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

- Cas de fissuration très préjudiciable.

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en oeuvre sont exposés à un milieu *agressif* (*eau de mer*, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sols particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

- Cas de fissuration peu préjudiciable.

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable dans les autres cas.

CHAPITRE B 3

EVALUATION DES SOLLICITATIONS

Article B 3.1 - ACTIONS

Les constructions, dont les dimensions et les dispositions constructives sont telles que, conformément aux indications de l'article B 5, il est loisible de ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de la température extérieure, peuvent, dans les cas usuels, être soumises aux actions mentionnées ci-après, avec leur désignation symbolique :

G Action des charges permanentes - évaluée à partir des volumes définis par les dessins d'exécution;

Q_B Action des charges d'exploitation - évaluée à partir des valeurs nominales de celle-ci;

E Action due au séisme;

W Action du vent;

Sn Action de la neige.

Les charges afférentes à ces différents types d'actions sont définies et fixées par les DTR en vigueur.

L'action **Q_B** des charges d'exploitation est ou n'est pas prise en

Compte dans les différentes travées, par travées entières, lorsqu'il s'agit de charges réparties, suivant indications données en B.6.1.2. Les cloisons sont à compter dans la valeur de G , sauf disposition contraire des documents particuliers du marché.

Article B 3.2 - SOLLICITATIONS

Les sollicitations de calcul sont obtenues, par application de la Résistance des Matériaux, en envisageant successivement les diverses combinaisons d'actions et les différents cas de charge.

On peut admettre en outre d'appliquer le principe de superposition aux sollicitations évaluées par les diverses méthodes de calcul. Les courbes enveloppes des sollicitations de calcul peuvent en être déduites.

Article B 3.3. - JUSTIFICATIONS DE L'EQUILIBRE STATIQUE

On rencontre les cas suivants :

B 3.3.1 - Equilibre statique pur :

C'est notamment le cas d'une poutre console reposant sur ses appuis par des dispositifs à réaction unilatérale de telle sorte qu'il existe une possibilité cinématique de basculement.

Le cas de charge à considérer est le quatrième évoqué en B.6.1.21. Sauf que l'on place sur la travée adjacente au porte-à-faux la charge permanente $0,9 G$ au lieu de G .

B 3.3.2. - Autres cas :

Ce sont les cas où la possibilité de rupture d'équilibre statique provient de l'épuisement de la résistance d'un matériau ou de celle des fondations. Il s'agit, par exemple, de la justification de stabilité au renversement d'un bâtiment sous l'action du vent.

Il suffit généralement d'appliquer les combinaisons d'actions de l'article B 6.1.2., mais les charges stabilisantes doivent être *évaluées avec le maximum* de précision. On retient, par exemple, pour le béton le poids volumique résultant de sa densité moyenne d'armatures; on retient le poids minimal des cloisons et des revêtements, valeurs qui peuvent être inférieures à celles admises par simplification pour le calcul des planchers et poteaux.

CHAPITRE B 4

LIAISONS ENTRE LES DIVERS ELEMENTS DES CONSTRUCTIONS

On doit réaliser des liaisons efficaces entre les divers éléments des constructions afin d'assurer non seulement la transmission correcte des efforts dans tous les cas de charge considérés dans les calculs mais également un chaînage général de chaque bâtiment.

L'étude de la transmission des efforts entre les divers éléments des constructions et de la réalisation d'un chaînage général de chaque bâtiment doit être un des soucis essentiels de l'ingénieur.

Les dispositions qui en résultent sont susceptibles de limiter l'ampleur des désordres pouvant résulter de sollicitations exceptionnelles non prises en compte dans les calculs telles que séismes, bombardements ou explosions accidentelles.

L'efficacité des chaînages dépend non seulement de la résistance à la traction de leurs armatures, mais aussi des conditions d'ancrage de celle-ci.

Dans les bâtiments à murs porteurs, on se réfère aux DTR correspondants BC 2.42 pour les murs banchés et les prescriptions réglementaires en vigueur pour les maçonneries.

Dans le cas de **bâtiments** à **ossature**, les liaisons destinées à assurer le chaînage général sont en principe prévues dans certains éléments de l'ossature, normalement dans les poteaux et poutres au droit des poteaux. Pour les poutres, la section de ces armatures formant chaînage ne doit pas être inférieure à $0,5 \text{ cm}^2$ par mètre de largeur de plancher affectée au chaînage, pour les aciers de classe au moins égale à Fe E 400. Ces armatures doivent en particulier être ancrées sur les appuis de rive. Pour les poteaux, on se réfère aux dispositions constructives les concernant (art. B 8).

CHAPITRE B 5

EFFETS DES VARIATIONS DIMENSIONNELLES ET DES TASSEMENTS DIFFERENTIELS

Article B 5.0 - GENERALITES

Les effets des variations dimensionnelles qui peuvent habituellement être négligés dans les vérifications d'états -limites ultimes sont en principe à envisager dans les états -limites de service. Mais il est loisible de ne pas les prendre en compte dans les calculs sous réserve de respecter certaines dispositions constructives faisant l'objet des paragraphes suivants.

Article B 5.1 - DIMENSIONS DES BLOCS ENTRE JOINTS

Dans les calculs relatifs aux "constructions courantes" et aux "constructions industrielles", on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des variations de température pour les éléments de construction compris entre joints distants au maximum de :

- 30 m dans les Wilayas côtières à l'exception d'ORAN, TEMOUCHENT et TLEMCEN qui rentrent dans la catégorie suivante.
- 25 m dans les autres Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien.
- 20 m dans le moyen Sud et l'extrême Sud.

Quand ces distances limites sont dépassées, on tient compte dans les calculs des effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. On admet cependant qu'un léger dépassement des limites précédentes permet de ne prendre en compte qu'une fraction des *effets* du retrait et des variations de température. Si l_{max} est la distance maximale entre joints autorisée et "1" la distance entre joints prévue au projet et si $Sr+t$ représente l'une des sollicitations provoquées dans la construction projetée par le retrait et la température, on admet de ne conserver que la fraction α , définie ci-après, de cette sollicitation :

$$\text{Si } l < l_{max} \quad : \alpha = 0$$

$$\text{Si } l_{max} < l \leq 1,25 l_{max} \quad : \alpha = 4 \left(\frac{l - l_{max}}{l_{max}} \right)$$

$$\text{Si } l > 1,25 l_{max} \quad : \alpha = 1$$

La tolérance, consistant à négliger les effets du retrait et des variations de température pour des éléments de construction compris entre joints, distants au maximum des longueurs fixées ci-dessus, ne s'applique qu'aux éléments d'une ossature complète en béton armé reposant sur des supports normalement flexibles. Cette tolérance ne vise pas le cas des poutres de grande longueur reposant sur des appuis en maçonnerie pour lequel il convient de prendre toutes dispositions nécessaires pour que les effets du retrait et des variations thermiques ne produisent pas de désordres dans les maçonneries ni éventuellement des efforts anormaux dans les poutres.

Les joints prévus dans les ossatures en élévation ne sont pas obligatoirement à prolonger dans les parties enterrées et les fondations où il peut être préférable de n'en pas prévoir afin

Notamment d'éviter les fondations excentrées (à moins que des coupures totales ne soient nécessaires en raison de conditions de fondation différentes). Toutefois dans les étages de sous-sols présentant de grandes dimensions en plan, il convient de prolonger les joints prévus en élévation afin de limiter les effets de variations dimensionnelles qui peuvent y être très sensibles compte tenu des conditions d'ambiance (ventilation, température).

Article B 5,2. - EFFETS DES VARIATIONS DIMENSIONNELLES DANS LE SENS VERTICAL

Les variations de température peuvent intervenir dans le comportement des structures et des remplissages lorsque les éléments porteurs de ces structures se trouvent situés, pour une part, à l'intérieur et, pour une autre part, à l'extérieur de la barrière thermique de la construction.

Les tassements différentiels de fondations peuvent également intervenir de façon semblable dans le comportement des structures et des remplissages. On admet dans le cas de "constructions courantes" et de "constructions industrielles" de ne pas tenir compte, pour la structure et pour les remplissages, de l'ensemble de ces effets sous réserve que la dénivellation prévisible dans les vérifications aux états - limites de service, reste inférieure à la plus petite des valeurs suivantes :

$\frac{1}{300}$ de la portée (distance entre les éléments porteurs intérieurs et extérieurs);

300

$\frac{1}{500}$ de cette portée lorsque interviennent seuls les effets de tassements;

500

1 cm dans le cas de cloisonnements rigides et fragiles bloqués dans l'ossature;

2 cm Dans les autres cas.

Article B 5.3. - POURCENTAGES MINIMAUX D'ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES ELEMENTS EXPOSES

Les éléments de béton exposés sur plus d'une de leurs faces aux actions climatiques (balcons, loggias, acrotères, partie saillante des bandeaux...) sont de préférence recoupés par des joints "diapason" obtenus soit au coulage soit par préfabrication partielle ou totale de ces éléments.

Pour les ouvrages de dimensions courantes armés d'aciers à haute adhérence de classe Fe E 400 ou de treillis soudés, on applique les prescriptions suivantes :

B 5.3.1. - Lorsque la longueur des éléments en béton armé extérieurs aux bâtiments est limitée à :

- 5 m dans les régions du Nord,
- 3 m dans les régions du Sud.

La section des armatures longitudinales est au moins égale à :

- 0,002 de la section de béton lorsque le béton a une résistance caractéristique à la traction f_{28} au moins égale à 2,4 MPa (ou N/mm²) et que des précautions sont prises pour éviter une dessiccation trop rapide pendant les premiers jours du durcissement;

– 0,0025 de la même section lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites.

B 5.3.2. - Lorsque les longueurs des éléments dépassent :

- 10 m dans les régions du Nord,
- 6 m dans les régions du Sud.

Ou lorsque les éléments sont solidaires à leurs extrémités d'une structure rigide (balcon ou loggia entre deux murs), la section des armatures longitudinales est au moins égale à 0,005 de la section de béton.

B 5.3.3. - Pour des longueurs comprises entre 5 m et 10 m d'une part, et 3 m et 6 m d'autre part, suivant les régions, la section minimale des armatures longitudinales est obtenue par interpolation linéaire entre les valeurs précédentes.

Les armatures dont la section minimale est fixée ci-dessus doivent être disposées de telle sorte que l'espacement entre deux barres voisines n'excède pas la plus petite des deux valeurs 25 cm et 2,5 fois l'épaisseur du béton; Elles comportent en outre une barre de plus gros diamètre ou éventuellement un groupe de barres (de diamètre ne dépassant pas si possible 10 mm) :

- Au voisinage de l'extrémité des éléments en saillie (bandeaux saillants, balcons);
- A la partie haute des garde-corps.

Pour éviter que des fissures ne se propagent dans le prolongement des joints transversaux lorsque de tels joints existent, il faut prévoir en fond de joint et au voisinage de la coupure, des armatures dont la section est du même ordre de grandeur que celle disposée dans l'élément coupé.

Pour les murs en béton banché, on se réfère au DTR BC 2.42

Pour les parois et murs de façade en maçonnerie, on se réfère aux prescriptions techniques réglementaires en vigueur.

CHAPITRE B 6

PLANCHERS ET POUTRES

ARTICLE B 6.1. - REGLES GENERALES

B 6.1.0. - Définitions :

Les planchers visés dans ce chapitre sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres formant nervures (poutre principales, poutres secondaires, poutrelles...).

Ils sont sollicités par des charges pesantes et éventuellement par des actions climatiques ou actions sismiques.

B 6.1.1. - Portée à prendre en compte dans les calculs et sections d'encastrement à vérifier :

La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre points d'application des résultantes des réactions d'appui,

- Dans le cas de poutres munies d'appareils d'appui;
- Dans le cas de poutres reposant sur des massifs ou des murs en maçonnerie.

Dans ce dernier cas, pour fixer les points d'application de ces résultantes, on peut admettre une répartition triangulaire des pressions, la valeur maximale étant égale à la contrainte admissible sur la maçonnerie.

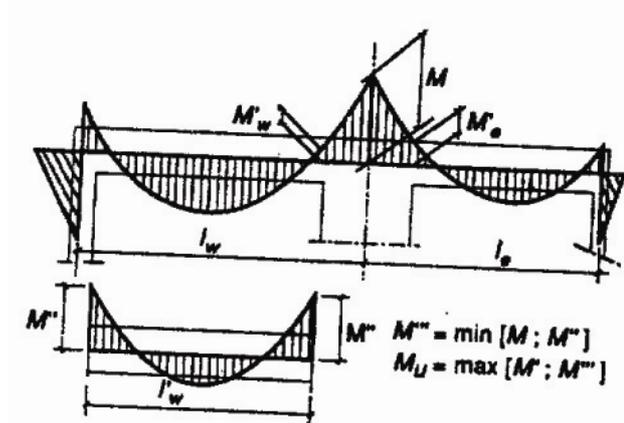
Il y a souvent intérêt, pour éviter les épaufrures des arêtes des appuis en maçonnerie, à adopter une disposition qui ne charge pas les murs ou massifs au droit des arêtes, mais en retrait de celles-ci.



Dans les autres cas, et notamment dans celui très fréquent où les éléments de planchers reposent sur des appuis en béton (poutres, poteaux ou voiles), la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis.

Les sections d'appui dont on justifie la résistance aux moments d'encastrement sont alors celles des nus intérieurs des appuis, sous réserve de la vérification des effets des réactions sur les appuis ou sur les noeuds qui doivent équilibrer les moments correspondants.

Il arrive, lorsque le schéma de calcul des sollicitations fait nécessairement intervenir les portées entre axes des appuis (par exemple, calcul en portique) et que les appuis ont une grande rigidité, que les moments de continuité (M') au nu intérieur des appuis soient notablement plus faibles que ceux (M) obtenus dans l'axe de ces appuis. On effectue alors le calcul de la travée concernée avec la portée entre nus en la supposant parfaitement encastree sur ses appuis; on obtient ainsi un moment d'encastrement (M'') au nu de l'appui. La justification d'état limite ultime est à effectuer avec la plus grande des deux valeurs (M') et (M''); (M') représente ici la plus petite des deux valeurs (M) et (M'').



B 6.1.2. - Combinaisons d'actions et cas de charge :

B 6.1.2.1. - Cas des éléments de planchers soumis uniquement aux actions des charges permanentes et des charges d'exploitation, à l'exclusion de toute action climatique ou sismique.

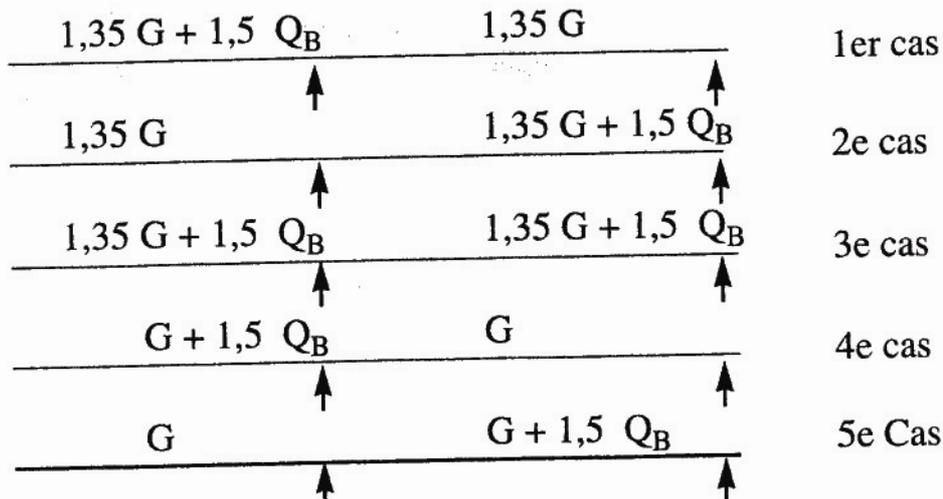
Les seules combinaisons à considérer vis-à-vis des états -limites ultimes sont :

COMBINAISONS	TRAVEES CHARGEES	TRAVEES DECHARGEES
(1)	$1,35 G + 1,5 Q_B$	$1,35 G$
(2)	$G + 1,5 O_B$	G

En général, la combinaison (2) n'est pas déterminante si l'on tient compte de l'adaptation qui permet un décalage de la courbe enveloppe des moments sous réserve qu'une partie de la section des aciers inférieurs soit prolongée jusqu'aux appuis. Par contre, dans le cas d'une travée prolongée par un porte-à-faux, la combinaison (2) doit être prise en considération (4e cas).

Dans le cas d'une poutre sur deux appuis simples prolongée

Par un porte-à-faux, les différents cas de charge à considérer sont les suivants :



Le quatrième cas de charge est déterminant pour le calcul de la longueur des armatures en chapeaux du côté de la travée. Il doit être pris en considération pour la justification de l'équilibre statique, mais avec $0,9 G$ dans la travée entre appuis (art. B 3.3.1).

Le cinquième cas de charge est éventuellement déterminant pour la vérification du moment positif en travée.

B 6.1.2.2. - Cas des éléments de planchers susceptibles d'être soumis aux actions des charges permanentes, des charges d'exploitation et du vent.

Les combinaisons suivantes sont, en principe à considérer :

COMBINAISONS	TRAVÉES CHARGÉES	TRAVÉES DECHARGÉES
(1)	$1,35 G + 1,5 Q_B$	$1,35 G$
(2)	$G + 1,5 Q_B$	G
(3)	$1,35 G + 1,5 Q_B + W$	$1,35 G + W$
(4)	$G + 1,5 Q_B + W$	$G + W$
(5)	$1,35 G + 1,5 W + 1,3 \Psi_0 Q_B$	$1,35 G + 1,5 W$
(6)	$G + 1,5 W + 1,3 \Psi_0 Q_B$	$G + 1,5 W$

Où Ψ_0 est le coefficient défini à l'article A 3.1.3.1

Dans la grande majorité des cas, on aura normalement à retenir, pour la vérification aux moments de flexion tant sur appuis qu'en travée, la plus défavorable des deux combinaisons

$$1.35G + 1.5Q_B + W$$

$$1,35 G + 1,5 W + 1,3\Psi_0 Q_B$$

La combinaison $G + 1,5 W$ est éventuellement à prendre en considération dans la vérification aux moments positifs sur appuis.

B 6.1.2.3. - Cas des planchers susceptibles d'être soumis à l'action de la neige

Les combinaisons à considérer sont celles de l'article B 6.1.2.2 en remplaçant W par S_n .

Sur les toitures-terrasses, il est d'usage de prendre en compte soit la charge d'exploitation Q_B , soit la charge de neige S_n mais non les deux simultanément, sauf dans certains cas particuliers comme les parkings en terrasse où il convient de se référer aux textes spécifiques à ces ouvrages.

B 6.1.2.4. - Cas des éléments de plancher susceptibles d'être soumis aux actions des charges permanentes, des charges d'exploitation et des séismes.

- Les combinaisons d'actions à considérer sont celles données par le DTR BC 2-48 "Régies Parasismiques Algériennes" (RPA).

B 6.1.3. - Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations se déduisent des combinaisons d'actions comme indiquées à l'article B 3.2

Article B 6.2. - CAS DES CHARGES PERPENDICULAIRES À LA FIBRE MOYENNE

Les charges agissant perpendiculairement à la fibre moyenne de la poutre étudiée sont habituellement constituées des charges permanentes et des charges d'exploitation. Elles peuvent également provenir des actions climatiques.

B 6.2.1. - Evaluation des charges transmises aux différents éléments :

Les charges agissant sur un élément porteur sont d'une part celles qui agissent directement sur lui et d'autre part, celles qui lui sont transmises par les éléments qu'il supporte, compte tenu de leur continuité éventuelle.

Dans tous les cas, pour l'évaluation des charges transmises par les hourdis aux poutres (secondaires ou principales), on peut négliger l'effet de continuité des hourdis.

Pour la transmission des charges par des éléments autres que les hourdis, il faut distinguer le cas des planchers à charge d'exploitation modérée et celui des planchers à charge d'exploitation relativement élevée définis dans les articles B 2.1 et B 2.2.

B 6.2.1.1. - Cas des planchers à charge d'exploitation modérée :

Dans la transmission des charges des poutrelles aux poutres, on peut admettre la discontinuité des différents éléments, exception faite toutefois :

- des travées de rive des poutrelles et des poutres où, sur le premier appui intermédiaire, il est tenu compte de la solidarité, soit en prenant en compte les moments de continuité adoptés, soit forfaitairement en majorant les réactions correspondant aux travées indépendantes de 15 % s'il s'agit de poutrelles à deux travées et de 10 % s'il s'agit de poutrelles à plus de deux travées,
- des travées de rive prolongées par une console où l'on tient compte de l'effet de console.

B 6.2.1.2. - Cas des planchers à charge, d'exploitation relativement élevée :

Dans la transmission des charges des poutres secondaires aux poutres principales, on doit tenir compte de la continuité des poutres secondaires en envisageant que les charges variables sont appliquées sur les travées de part et d'autre de la poutre principale mais sans pousser plus loin l'étude des chargements par travées alternées. Les moments de continuité sont alors évalués par la méthode définie en B 6.2.2.2.

B 6.2.2. - Méthodes simplifiées de calcul des planchers

B 6.2.2.0. - Dans le cas de planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser, pour le calcul

Des poutres les méthodes de calcul simplifiées indiquées ci-après dont le champ d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité éventuellement par des conditions complémentaires.

Ces méthodes simplifiées tiennent compte des redistributions admissibles des efforts, ces méthodes s'appliquent aussi bien aux vérifications aux états-limites ultimes qu'à celles éventuellement à faire aux états-limites de service.

B 6.2.2.1. - Méthode de calcul applicable aux planchers à charge d'exploitation modérée dite "méthode forfaitaire"

B 6.2.2.1.0. - Domaine d'application

En plus de la condition définie en B 2.1. dans le cadre des "constructions courantes" (charge d'exploitation au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5.000 N/mm^2), la méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes:

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25;
- De plus, la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.

Dans les cas où l'une de ces trois conditions complémentaires

N'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée définie en B 6.2.2.2. Mais il est alors admissible d'atténuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

B 6.2.2.1.1. - Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la "travée de comparaison", c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.. Les valeurs forfaitaires adoptées doivent avoir reçu la sanction de l'expérience.

D'où les dénominations de "méthode forfaitaire" ou "régies forfaitaires" pour désigner cette méthode et les régies qui en résultent. On peut se référer pour cela aux indications de l'annexe E.

B 6.2.2.2. - Méthode de calcul applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

B 6.2.2.2.0. - Domaine d'application

La méthode s'applique essentiellement aux planchers des "constructions industrielles", tels qu'ils sont définis en B 2.2. (Charge d'exploitation supérieure à deux fois la charge permanente ou à 5.000 N/mm^2).

B 6.2.2.1. - Principe de la méthode :

La méthode est une méthode de continuité simplifiée due à Albert Caquot. Elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

- de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre par suite de la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure qui a pour effet de réduire dans une certaine mesure les moments sur appuis et corrélativement d'accroître les moments en travée par rapport à la continuité théorique.
- de l'amortissement des effets des chargements des travées successives, amortissement qui est plus important que ne le prévoit la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

La méthode de A. Caquot initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux a été étendue au calcul des poutres solidaires des poteaux. Elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette solidarité.

B 6.2.3. - Courbes enveloppes

B 6.2.3.0. - Courbes enveloppes des sollicitations de calcul s'obtiennent, dans le cas général, en envisageant les divers cas de charge pour les diverses combinaisons d'actions. Dans le cas d'éléments de planchers uniquement sollicités par des charges permanentes (G) et par des charges d'exploitation (Q_B), les combinaisons à considérer sont les combinaisons (1) définies en B 6.1.2.1. compte tenu des indications données en B 3.1. Relativement à la prise en compte de (G) et de (Q_B).

B 6.2.3.1. - Planchers à charge d'exploitation modérée calculés par la "Méthode forfaitaire" :

Les courbes enveloppes résultent du choix effectué des moments sur appuis et en travée.

Leur tracé à posteriori peut être effectué; il suffit d'affecter à chaque cas de charge (charge permanente seule ou charge permanente et charge d'exploitation) la part des moments sur appuis qui lui correspond - dans les hypothèses des travées adjacentes soumises ou non à la charge d'exploitation- par une régie proportionnelle appliquée aux moments sélectionnés.

B 6.2.3.2. - Planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

Les courbes enveloppes résultent des conditions d'application de la méthode définie à l'article B 6.2.2.2.1. En dehors du cas des travées prolongées par un porte-à-faux, il suffit de considérer l'action 1,35 G dans toutes les travées et l'action 1,5 Q_B ou 0 (charge d'exploitation nulle) dans les différentes travées, en se limitant aux cas de charge prévus dans l'application de la méthode.

Article B 6.3. - ETAT-LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

A défaut de prescriptions particulières du C.C.T.P, on admet que, conformément à l'article A 4.5.3.2., les conditions habituelles des locaux des "constructions courantes" permettent de ne pas effectuer de vérification d'état -limite d'ouverture des fissures.

Les ouvrages dont certains éléments peuvent être en contact

Avec l'eau sont vérifiés conformément aux prescriptions des articles A 4.5.3.3. Ou A 4.5.3.4. Et A 7.3., à moins qu'il ne s'agisse d'ouvrages relevant de régies particulières.

Article B 6.4. - CONDITION DE NON-FRAOILITE

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non -fragilité si on majore de 20 % la section calculée.

Article B 6.5. -- ETAT-LIMITE DE DEFORMATION B

6.5.1. - Dispositions générales

Les déformations des différents éléments de planchers doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite des déformations excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses de calcul.

S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état -limite de déformation par un calcul de flèche, qui peut être conduit suivant les principes exposés en B.6.5.2..

Toutefois, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul pour des poutres dont le rapport h/l de la hauteur de la section à la portée libre est au moins égal à $M_t/10 M_0$, M_t étant le moment fléchissant maximal en travée, sous réserve que la section A d'armatures tendues soit telle que l'on ait : $A/b_0 d \leq 4,2/fe$,

b₀ étant la largeur de la nervure,

d la hauteur utile de la poutre et

f_e la limite d'élasticité de l'acier exprimée en MPa (ou N/mm²). La tolérance visée ci-dessus n'est applicable qu'à des poutres, associées à un hourdis, pour lesquelles le rapport h/l est au moins égal à 1/16 quelle que soit la valeur relative de M_t ; par ailleurs, en cas de présence de cloisons, cette tolérance n'est admise que pour des portées d'éléments fléchis non supérieures à 8 mètres.

B 6.5.2. - Evaluation des flèches :

Dans les cas où il est nécessaire de procéder à une justification des déformations, on procède au calcul des flèches en application des principes de l'article A 4.6.1. Et des méthodes usuelles de la Résistance des Matériaux. Pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissures dans les zones tendues, on substitue dans les calculs, au moment d'inertie I_0 de la section totale rendue homogène, un moment d'inertie fictif I_f évalué empiriquement.

Il convient de différencier les effets des charges permanentes et ceux des charges variables et, notamment en ce qui concerne la tenue des revêtements et des cloisons, de tenir compte de l'ordre dans lequel interviennent les diverses charges dont on veut évaluer les effets. Une méthode simplifiée de calcul des flèches est présentée en annexe D.

B 6.5.3. - Valeurs limites des flèches :

Les valeurs limites qui peuvent résulter des conditions particulières d'exploitation des ouvrages doivent être fixées par le C.C.T.P.

A défaut de données plus précises, on peut admettre que la part de flèche qui est susceptible de mettre en cause le bon comportement des cloisons et des revêtements de sols ou de plafonds ne doit pas dépasser :

- Pour les éléments supports reposant sur deux appuis, les valeurs suivantes :

- * $l / 500$ si la portée l est au plus égale à 5 m.
- * $0,5 \text{ cm} + l / 1000$ si la portée l est supérieur à 5 m.

- Et pour les éléments supports en console, la valeur :

- * $1 / 250$ si la portée l de la console est au plus égale à 2 m.

Celles qui sont liées au bon comportement des revêtements et des cloisons dépendent de la plus ou moins grande fragilité de ces éléments et, en ce qui concerne les cloisons notamment, de la présence éventuelle d'ouvertures ou de raidisseurs.

Article B 6.6. - ARMATURES LONGITUDINALES

B 6.6.1. - Armatures longitudinales de compression :

Il est rappelé qu'en conformité de l'article A 4.1.2., seules les armatures longitudinales de compression qui sont maintenues tous les 15 diamètres au plus par des armatures transversales peuvent être prises en compte dans les calculs de résistance.

La part du moment de flexion équilibrée en compression par ces armatures doit être dans tous les cas inférieure à 40 % du moment agissant ultime.

Dans les cas de flexion composée, il s'agit des moments rapportés au centre de gravité des aciers tendus.

B 6.6.2. - Armatures de peau :

Outre le cas général spécifié en A. 7.3., il y a lieu dans le cas courant de poutre de longueur inférieure à 25 m avec b_0 supérieur à 0,15 m de prendre les valeurs de sections "d'armatures de peau" par mètre de longueur de parois suivantes :

- fissuration peu préjudiciable 0
- fissuration préjudiciable $1 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Article B 6.7. - ARMATURES TRANSVERSALES**B 6.7.1. - Généralités**

Les armatures transversales, jointes au besoin aux armatures des hourdis éventuellement associés à l'âme, doivent par leur tracé remplir les rôles suivants :

- Armer l'âme et la coudre efficacement aux membrures comprimées et tendues sous l'effet des sollicitations tangentes, en appliquant les prescriptions de l'article A 5.1.2.3.;
- Armer l'âme de façon à assurer la transmission des charges localisées (art. A 5.1.3.3.);
- Armer transversalement les membrures comprimées et tendues le plus près possible de leur contour de façon à résister aux sollicitations de glissement longitudinal explicitées en A 5.3.2.

Les dispositions de ferrailage résultant de ces conditions conduisent habituellement à prévoir des épingles de liaison entre les diverses files d'étriers lorsqu'il n'est pas disposé de cadre général ou de systèmes de cadres se recouvrant.

Le ferrailage doit être également conçu de telle sorte que

toute partie de la section droite nécessaire au fonctionnement de la poutre se trouve entourée convenablement par les armatures et liée efficacement au reste de la section.

En zone non sismique et en dérogation aux prescriptions de l'article A 5.1 et à celles du présent article, on peut admettre de ne pas prévoir d'armatures d'âme dans la partie centrale des poutres secondaires de planchers ou le long des nervures de planchers à nervures croisées sous réserve que les conditions suivantes se trouvent respectées :

- Contrainte tangente de calcul dans la zone concernée est au plus égale à $0,03 f_{c28}$;
- L'utilisation des locaux concernés ne peut conduire à des efforts dynamiques notables, en particulier à des chocs provenant de l'application usuelle des charges variables.
- La longueur de la partie concernée des poutres secondaires de plancher sera égale à $\max(0,5 l, 1 - 4 h)$, où l est la portée entre nus et h la hauteur de la poutre.
- La longueur de la partie concernée des nervures de plancher à nervures croisées sera égale à 1 .

B 6.7.2, - Liaison des membrures d'une poutre avec son aine:

On applique les prescriptions de l'article A 5.3.2. Toutefois en ce qui concerne la membrure comprimée, lorsque la poutre concernée appartient à un plancher à charge d'exploitation modérée, on peut admettre de ne pas vérifier la contrainte des aciers de couture si la contrainte tangente maximale ultime correspondante est au plus égale à $0,025 f_{c28}$ ($0,05 f_{c28}$ lorsqu'il n'y a pas reprise verticale).

On peut également admettre de distribuer uniformément les forces de glissement le long de la poutre lorsque la contrainte maximale correspondante reste inférieure à $0,05 f_{c28}$ ($0,10 f_{c28}$ lorsqu'il n'y a pas de reprise verticale).

Article B 6.8. - REGLES PARTICULIERES A CERTAINS ELEMENTS

B 6.8.1. - Parois fléchies dans leur plan :

Sont considérés comme parois fléchies dans leur plan des éléments sollicités en flexion simple, dont la hauteur de section est supérieure à la moitié de la portée; ce sont par exemple des murs, des cloisons ou des voiles formant poutres. Ces éléments relèvent de régies particulières.

B 6.8.2. - Consoles courtes :

Sont considérées comme "consoles courtes" les consoles dont la hauteur utile dans la section d'encastrement est au moins égale à la plus grande des deux dimensions suivantes :

- distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement;
- longueur sur laquelle la charge appliquée est répartie,

Indépendamment des consoles de forme classique, telles que celles souvent rencontrées comme supports de poutres au droit de joints ou sous chemins de roulement de ponts roulants, entrent également dans cette catégorie des voiles porteurs d'immeubles fonctionnant en porte à faux.

Ces éléments relèvent de régies particulières.

B 6.8.3. - Poutres supportant des murs :

Les poutres supportant des murs en béton ou en maçonnerie de bonne qualité ou la partie basse des murs en béton non supportés par des poutres peuvent être calculées en admettant qu'il se forme des voûtes de décharge susceptibles de reporter tout ou partie des charges directement sur les appuis.

B 6.8.4. - Planchers à poutrelles préfabriquées :

De tels planchers sont constitués généralement, outre les poutrelles préfabriquées :

- Soit d'un hourdis coulé en place sur des entrevous en terre cuite ou béton prenant appui sur les poutrelles;
- Soit d'un hourdis coulé en place sur un coffrage qui peut être perdu (entrevous léger...) ou ne restant pas en oeuvre;
- Soit d'un hourdis coulé en place sur une pré-dalle en béton armé (cf. pour les pré-dalles l'article B 7.6.);
- Soit d'un hourdis préfabriqué sur toute son épaisseur, liaisonné avec les poutrelles par des clavetages coulés en place.

B 6.8.4.1. - Régies générales :

B 6.8.4.1.1. - La liaison entre éléments préfabriqués et béton coulé en place doit assurer le monolithisme de l'ensemble pour les efforts à transmettre, ce qui implique que toute surface de reprise soit traversée par des aciers de couture, conformément à l'article A 5.3.

B 6.8.4.1.2. - Les poutrelles préfabriquées doivent être justifiées en phase de construction compte tenu de leurs

Dispositifs d'étalement. Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on admet couramment de ne pas tenir compte de ces phases de construction dans la justification de l'ouvrage terminé. Pour la justification des poutrelles préfabriquées en phase de construction, on considère l'effet des poids des ouvriers, des matériaux (en place ou avant régalage) et des appareils de service.

Dans les cas les plus courants, on peut prendre, outre le poids des matériaux et des coffrages, une charge localisée au centre de chaque portée entre étais dont l'intensité est la plus grande des deux valeurs 1.000 N et 500 N par mètre de portée entre étais.

B 6.8.4.1.3. - Les justifications d'effort tranchant dans la poutrelle sont à effectuer conformément aux prescriptions des articles A 5.1. Et B 6.7 en tenant compte uniquement des dimensions de la section de la poutrelle.

B 6.8.4.1.4. - En dehors des cas où le calcul des efforts résulte de la succession des phases de construction, les moments à prendre en compte sur appuis sont ceux donnés à l'article B 6.2.2.

Les poutrelles posées sans étais intermédiaires sont à étudier en tenant compte de la succession des phases de construction.

Dans tous les cas, même si les planchers sont calculés comme s'ils reposaient sur des appuis simples, c'est-à-dire pour un moment maximal en travée égal à M_0 , des armatures supérieures doivent être disposées sur appuis pour équilibrer un moment égal à $-0,15 M_0$.

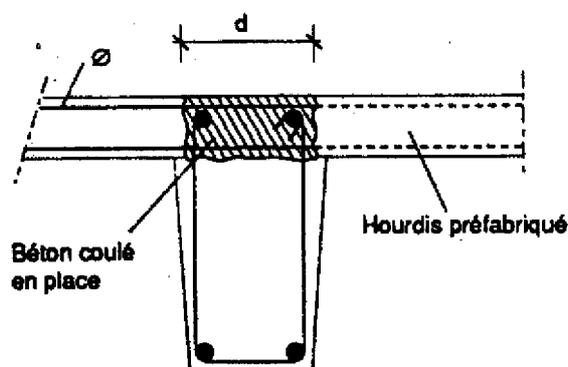
B 6.8.4.1.5. - Les armatures inférieures doivent être suffisantes pour équilibrer au nu de l'appui un effort de traction qui, sauf justification particulière est pris égal à l'effort tranchant, et être ancrées pour cet effort (A 5.1.3.1.2.).

B 6.8.4.1.6. - Aux appuis, la transmission des efforts de compression entre nervures opposées doit être assurée, soit que les poutrelles puissent être alignées, soit que les chaînages soient suffisants à cet égard. Néanmoins cette vérification n'est pas nécessaire pour les cas d'entrevous en béton ou en terre cuite pour les entre-axes ne dépassant pas 60 cm et les largeurs de chaînage usuelles. Sans entrevous, aucune vérification n'est nécessaire si le décalage entre poutrelles opposées n'est pas supérieur à la largeur du béton coulé entre les extrémités de celles-ci.

B 6.8.4.1.7. - En dehors du cas des hourdis sur entrevous de terre cuite, on applique aux hourdis les prescriptions relatives aux dalles sur appuis continus (B.7).

On doit veiller tout particulièrement à la transmission du glissement entre hourdis préfabriqués et béton de clavetage ainsi qu'à la transmission des moments positifs et négatifs sur appuis.

Par exemple, la liaison entre hourdis préfabriqués peut être envisagée comme représenté sur la figure ci-dessous :



d varie habituellement de 12 à 20 suivant l'importance du moment sur appui pris en compte

B 6.8.4.1.8. - Les déformations des poutrelles préfabriquées doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés par l'ossature en béton armé, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformation excessives de leurs supports.

Par ailleurs, pour évaluer les flèches des poutrelles préfabriquées, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les poutres (B 6.5).

B 6.8.4.2. - Régies particulières à certains planchers avec hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton

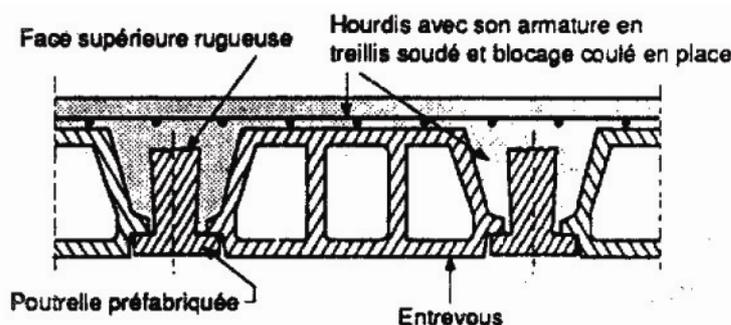
Les régies de l'article B 6.8.4.1. S'appliquent compte tenu des aménagements indiqués ci-après :

B 6.8.4.2.1. - En dérogation à l'article B 6.8.4.1.1., il est possible de ne pas prévoir d'armatures de couture entre les poutrelles préfabriquées et le béton coulé en place et, corrélativement, d'armatures d'effort tranchant dans les poutrelles sous réserve que les conditions suivantes soient toutes satisfaites:

- a) Ces poutrelles appartiennent à des planchers de "constructions courantes" pour lesquels aucune protection parasismique n'est demandée;
- b) La forme des poutrelles et celle des entrevous permet le blocage effectif des poutrelles dans l'ensemble du plancher;
- c) La distance entre les arêtes supérieures des poutrelles et les entrevous n'est pas inférieure à 4 cm;

d) sauf justification particulière, la contrainte moyenne ultime de glissement sur le périmètre de liaison ne dépasse pas $0,55 MP a$ (5,5 bars), le périmètre de liaison étant mesuré sans prendre en compte les parties où la distance entre poutrelles et entrevous est inférieure à 2 cm;

e) la valeur de calcul τ_u de l'article A 5.1.1. évaluée en prenant pour d la hauteur utile de la poutrelle (en phase finale) et pour b_0 la plus petite largeur de cette poutrelle, reste inférieure à la valeur $0,02 f_{c28}$.



B 6.8.4.2.2. - Dans le cas de poutrelles comportant des talons munis d'aciers principaux (de flexion), on s'assure que la contrainte de glissement de calcul dans les plans verticaux de jonction du talon à l'âme ne dépasse pas $0,02 f_{c28}$. Dans le cas contraire, il y a lieu d'appliquer à ces plans verticaux la règle des coutures (A 5.3.1.).

B 6.8.4.2.3. - Hourdis :

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

Quand l'écartement entre axes des nervures est au plus égal à 50 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en centimètres carrés par mètre linéaire doit être au moins égale à $200/f_e$, f_e étant la limite d'élasticité de l'acier utilisé exprimée en MPa ou N/mm² (ou $\frac{2000}{f_e}$, f_e étant exprimée en bars).

Quand l'écartement "l" entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à :

$$0,02 l \frac{200}{f_e} = \frac{4 l}{f_e} \quad \text{avec } f_e \text{ en MPa ou N/mm}^2$$

$$\text{(Ou } 0,02 l \frac{2000}{f_e} = \frac{40 l}{f_e} \text{ avec } f_e \text{ en bars)}$$

A étant exprimé en centimètres carrés par mètre linéaire et "l" en centimètres.

Quand aux armatures parallèles aux nervures autres que les armatures supérieures de ces dernières, elles doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à la moitié de celle des armatures perpendiculaires.

B 6.8.4.2.4. - Déformations.

Pour calculer les flèches des poutrelles de planchers à entrevous, on peut utiliser les méthodes indiquées pour les

Intermédiaires, pour tenir compte du supplément de rigidité résultant de la présence des entrevous, il est loisible d'appliquer à la valeur calculée de la flèche totale une réduction forfaitaire de :

20% $h \leq 20 \text{ cm}$.

10% $h \geq 30 \text{ cm}$,

Avec interpolation linéaire entre les deux valeurs en fonction de h .

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que le rapport h/l de la hauteur totale de section des nervures (épaisseur de dalle comprise) à la portée libre soit au moins égal à $M_t/15M_0$, M_t étant le moment Fléchissant maximal en travée sous réserve que le pourcentage d'armatures $\rho_0 = A/b_0d$ soit au plus égal à $3,6/f_e$

Avec f_e en MPa ou N/mm^2 ($36/f_e$ avec f_e en bars), b_0 désignant la largeur des nervures et f_e la limite d'élasticité des armatures tendues.

De plus, cette tolérance, autorisant à ne pas justifier la rigidité, n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/l est au moins égal à $1/22,5$.

B 6.8.4.2.5. - Entrevous :

Les entrevous doivent avoir des caractéristiques convenables. En particulier, l'attention est attirée sur la nécessité d'utiliser des entrevous en terre cuite présentant une dilatation à l'humidité adaptée aux constructions où les planchers sont mis en oeuvre.

B 6.8.5. - Poutre justifiée par la méthode du treillis :

Si l'on justifie une poutre par la méthode du treillis, on peut prendre l'inclinaison des bielles au choix, mais cette inclinaison doit être supérieure ou égale à 30° .

CHAPITRE B 7

DALLES SUR APPUIS CONTINUS

Article B 7.0. - PRESCRIPTIONS GENERALES

Les règles qui suivent complètent en tant que de besoin les prescriptions des articles :

A 3.2.5. (Calcul des sollicitations : dalles);

A 5.2. (Justification des dalles et poutres -dalles sous sollicitations d'effort tranchant);

A 7.2. (Dalles sur appuis continus).

Ces régies s'appliquent également aux dalles portant dans un seul sens ou considérées comme telles, lesquelles peuvent cependant être justifiées par les méthodes simplifiées de calcul de l'article B 6.2.2. Et notamment par la "méthode forfaitaire".

Article B 7.1. - DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

Pour les panneaux de dalle rectangulaires dont le rapport des portées dans les deux sens est inférieur à 0,4 (ou supérieur à 2,5), les combinaisons d'actions et les cas de charge à considérer sont les mêmes que pour les poutres (art. B 6.1.2.).

Pour les panneaux de dalle rectangulaires dont le rapport des portées dans les deux sens est compris entre 0,4 et 2,5, les différents panneaux sont en général calculés isolément en appliquant la charge $1,35 G + 1,5 Q_B$, à la surface totale du panneau supposé articulé sur son contour. S'il y a lieu, on doit également tenir compte des charges climatiques. Les moments de flexion maximaux calculés dans cette hypothèse sont ensuite ventilés en travée et sur appuis conformément aux prescriptions de l'article A 7.2.3.2.

Sauf justifications spéciales, on adopte habituellement les régies suivantes :

- Le moment sur un appui commun à deux panneaux est le plus grand en valeur absolue de celui déterminé pour chacun des deux panneaux;
- Dans le cas de panneaux contigus par leurs grands côtés, les arrêts des armatures du sens porteur peuvent être déterminés par les mêmes régies que celles données pour les poutres et on peut en particulier utiliser les indications de l'annexe F.

Dans le cas d'un panneau de dalle encastré totalement ou partiellement sur ses quatre côtés, la longueur des armatures en "chapeaux" disposées sur les petits côtés est voisine de celle déterminée pour les "chapeaux" disposés sur les grands côtés;

- Dans le cas d'un panneau de dalle prolongée sur au moins un de ses côtés par une partie en porte à faux, la longueur des "chapeaux" doit être justifiée dans l'hypothèse la plus défavorable qui correspond habituellement au cas du porte-à-faux supportant seul la charge d'exploitation (quatrième cas de charge de l'article B 6.1.2. 1.).

Article B 7.2. - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

B 7.2.1. - Conditions d'ancrage

Les conditions d'ancrage sur appui des armatures inférieures sont à vérifier conformément à l'article A 7.2.4.4.

Dans l'interprétation des articles A 7.2.4.2. Et A 7.2.4.3., on ne considère pas comme charge concentrée mobile une charge dont l'intensité est inférieure au quart de la charge variable totale appliquée sur la surface complète du panneau.

En cas d'absence de charge concentrée mobile, l'ancrage des aciers en barres visé à l'article A 7.2.4.3. Est considéré comme satisfait si les aciers prolongés sur appui y sont ancrés par une longueur au moins égale au tiers de leur longueur d'ancrage total.

L'ancrage par une soudure, visé dans l'article A 7.2.4.3. pour les dalles armées de treillis soudés, implique qu'une ligne de soudures soit disposée sur les éléments d'appui à une distance effective au moins égale à 1,5 cm dans le cas d'appui en béton armé ou non, préfabriqué ou non, et à 5 cm dans le cas d'appui en maçonnerie.

B 7.2.1.1. - Lorsque la ligne de soudures en cause est disposée entre les nus des appuis et les armatures des éléments en béton armé d'appui (armatures d'âme des poutres ou armatures verticales des voiles), la condition d'ancrage requise ne peuvent être considérée comme satisfaite que dans les cas suivants :

- Les distances entre appuis des dalles sont choisies, au projet, en fonction des dimensions des mailles des panneaux de treillis soudé utilisés et les procédés d'exécution permettent de remplir la condition de distance fixée plus haut.

- Où plus couramment, le ferrailage comporte des panneaux de treillis soudé disposés, en recouvrement, au centre des plaques ("panneaux en tiroir ou en portefeuille"). Ce qui permet un certain réglage de positionnement sur appuis.

B 7.2.1.2. - Lorsque la ligne de soudures est disposée à l'intérieur du contour des cadres, ceci implique-:

- Soit de disposer les panneaux de treillis soudé inférieurs avant le façonnage complet des cadres;
- Soit de couper le fil parallèle au plan moyen de la poutre au droit des cadres pour permettre la pénétration de la première ligne de points de soudure des fils à ancrer.

Il peut souvent être indiqué de prévoir des armatures en barres, convenablement ancrées venant en recouvrement avec le treillis soudé en principe sur une longueur comportant trois soudures, ces armatures en barres peuvent être façonnées pour servir d'armatures supérieures sur appuis afin de résister aux moments d'encastrement ou de continuité (B 6.8.4.1.7.).

Si, exceptionnellement, une proportion inférieure à la moitié de la section en travée des armatures du panneau est prolongé jusqu'aux appuis, les dispositions adoptées sont à justifier par le tracé du diagramme des moments résistants et des courbes enveloppes des moments fléchissant et par la vérification des conditions d'ancrage sur les appuis (nombre de soudures pour les treillis soudés formés de fils lisses et longueurs d'ancrage pour les barres et les treillis soudés formés de fils à haute adhérence).

B 7.2.2. - Epaisseur minimale

L'épaisseur minimale d'un hourdis coulé en place est de :

- 4 cm s'il est associé à des entrevous résistants (en béton ou en

Terre cuite) ou à une protection auxiliaire équivalente;

- 5 cm dans les autres cas.

L'épaisseur d'un hourdis préfabriqué en atelier n'est pas inférieure aux trois quarts de celle qui est fixée ci-dessus.

B 7.2.3. - Dispositions de ferrailage

Dans le cas de hourdis d'épaisseur inférieure ou égale à 7 cm et en l'absence de charges localisées importantes (cf., il est possible de ne prévoir qu'une nappe d'armatures.

Article B 73. -- ETAT-LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES

Les articles A 4.5.3. A 7.3 et l'article B 6.3. Relatif aux poutres sont applicables.

Article B 7.4. - CONDITION DE NON-F RAGILITE ET POURCENTAGE MINIMAL

Les conditions de non fragilité sont celles résultant de l'article A 4.2.

Pour ce qui est du pourcentage minimal, le taux d'armatures dans la direction parallèle à la grande portée doit être au moins égal à :

0,0012 s'il s'agit de ronds lisses Fe E 215 ou Fe E 235

0,0008 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes Fe E 400 ou de treillis soudés de fils lisses de

0,0006 s'il s'agit de barres ou fils à haute adhérence des classes

Fe E 500 ou de treillis soudés à fils lisses de diamètre au plus égal à 6mm.

Dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20 %.

Article B 7.5. - ETAT-LIMITE DE DEFORMATION

L'article A 4.6. Et l'article B 6.5. Relatif aux poutres sont applicables; Toutefois, dans le cas des dalles rectangulaires appuyées sur leurs quatre côtés, on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

1) M_x et M_y étant les moments maximaux en travée par bande de largeur unité dans les sens l_x et l_y de la dalle supposée non encastrée sur appuis, et non continue au-delà de ses appuis (M_x étant supposé supérieur à M_y) et M_t le moment en travée par bande de largeur unité dans le sens l_x compte tenu des effets d'encastrement ou de continuité, le rapport h/l_x est supérieur à $M_t/20 M_x$, M_t ne pouvant être pris inférieur à $0,75 M_x$.

2) A étant la section des armatures tendues par bande de largeur b , d leur hauteur utile, et f_e leur limite d'élasticité, le pourcentage $p = A/bd$ est au plus égal à $2/f_e$ avec f_e en MPa (ou N/mm^2) ou $20/f_e$ avec f_e en bars.

Article B 7.6. - PLANCHERS A PREDALLES

B 7.6.0 – Définition

On désigne par "pré-dalles" des dalles préfabriquées, destinées

On désigne par "prédalles" des dalles préfabriquées, destinées à former la partie inférieure armée d'une dalle pleine, la dalle ainsi constituée présentant, en phase finale, un fonctionnement monolithique. Les prescriptions ci-après concernent les planchers dont la partie supérieure bétonnée en place est d'épaisseur au moins égale à celle des pré-dalles.

Les conditions d'enrobage des armatures conduisent en pratique à une épaisseur de 5 cm, sauf pour les pré-dalles de petites dimensions pour lesquelles une épaisseur de 4 cm peut être envisagée.

B 7.6.1. - Epaisseur minimale :

L'épaisseur minimale d'une pré-dalle résulte des conditions d'enrobage et des tolérances de positionnement des armatures; En tout état de cause, elle ne doit pas descendre en dessous de 5 cm pour les pré-dalles usuelles et de 4 cm pour les pré-dalles de petites dimensions.

La hauteur utile intervenant dans les justifications en phase provisoire est évaluée compte tenu de la présence éventuelle de stries ou de rainures à la surface des pré-dalles.

B 7.6.2. - Justifications :

B 7.6.2.0. - Les régies générales relatives aux dalles sur appuis continus (B 7.0 à B 7.5.) s'appliquent compte tenu des aménagements indiqués ci-après.

B. 7.6.2.1. - Justifications de flexion en phases provisoires

B 7.6.2.1.1. - Les pré-dalles doivent être justifiées en phase de manutention, de stockage et de mise en place, compte -tenu des dispositifs d'appui et de levage prévus dans ces opérations.

B 7.6.2.1.2. - Les pré-dalles doivent être justifiées en phase d'exécution du plancher du fait de leur rôle de coffrage et compte tenu de leur dispositif d'étalement.

Les charges à prendre en compte par mètre linéaire de largeur de pré-dalles peuvent être estimées comme indiqué à l'article B 6.8.4.1.2.

B 7.6.2.2. - Justifications de flexion en phase définitive :

La dalle constituée par la pré-dalle et le béton coulé en place est ensuite justifiée comme une dalle monolithique. Cette justification peut être faite sans tenir compte des phases provisoires sous réserve que les pré-dalles reposent en phase d'exécution du plancher sur des étais intermédiaires distants au plus de vingt-cinq fois l'épaisseur des pré-dalles.

Lorsqu'un panneau de dalle a son coffrage constitué par plusieurs pré-dalles, les sections au droit des joints intermédiaires de pré-dalles peuvent être considérées soit comme rétablissant la continuité, soit comme des articulations, suivant les dispositions de ferrailage adoptées dans le béton coulé en place au droit de ces joints. Le cas des charges concentrées importantes doit plus particulièrement être examiné.

Les régies de pourcentage minimal (rapporté à l'épaisseur totale de la dalle) s'appliquent entre autres aux armatures disposées au droit des joints intermédiaires de pré-dalles, lorsqu'un panneau comporte plusieurs pré-dalles, ainsi qu'aux armatures de ces dernières.

B 7.6.2.3. - Justifications sous sollicitations tangentes :

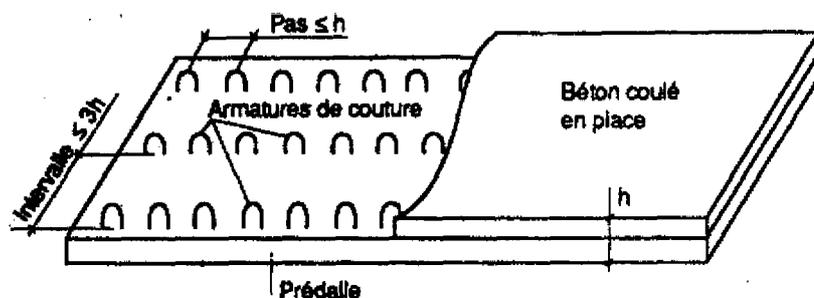
La résistance au glissement est à justifier au niveau de la

Surface de reprise entre la pré-dalle et le béton coulé en place, par application des régies de l'article A 5.3.

Dans le cas de planchers de "constructions courantes " pour lesquels aucune protection parasismique n'est demandée :

- si l'on respecte les conditions de l'article A 5.3.3., aucune armature de couture n'est à prévoir.

- Si les conditions de l'article A 5.3.3. ne sont pas respectées, il y a lieu de prévoir des armatures de couture. Celles-ci doivent être déterminées à partir de la force totale de glissement ultime s'exerçant sur les tiers extrêmes et être disposées dans ces zones. Le pas des files d'armature de couture n'excède pas la hauteur de plancher et l'intervalle entre ces files n'excède pas trois fois cette hauteur.



B 7.6.3. - Conditions sur appuis :

Les régies d'ancrage des aciers inférieurs sur appuis (art. A 7.2.4.3. Et B 7.2.) S'appliquent aux aciers des pré-dalles, ce qui conduit dans la plupart des cas à faire dépasser les armatures de ces pré-dalles, pour constituer des armatures en attente.

B 7.6.4. - Poinçonnement :

A défaut de justifications particulières, les régies définies à

L'article A 5.2.4. S'appliquent sous réserve de substituer le coefficient 0,030 au coefficient $0,045/\gamma_b$ de la formule de l'article A 5.2.4.2.

CHAPITRE B 8

POTEAUX

Article B 8.0. - PRESCRIPTIONS GENERALES

Elles sont définies notamment par les articles :

A 4.3.5. Cas de la flexion composée avec compression

A 4.4. Etat -limite ultime de stabilité de forme

A 6.1.2.4. Jonction de barres comprimées

A 7.1. Eléments comprimés (dispositions constructives)

Ces prescriptions sont complétées éventuellement par les régies qui suivent dans les domaines d'application définis en tête des différents articles.

En application de l'article A.1., sont exclus du présent texte les murs et parois en béton banché faisant par ailleurs l'objet du DTR BC 2.42.

Article B 8.1. - CALCUL DES SOLLICITATIONS DES POTEAUX

B 8.1.0. - Domaine d'application :

"Constructions courantes" à défaut de la détermination des efforts par des méthodes prenant en compte la solidarité des poteaux et des autres éléments de la construction.

B 8.1.1. - Evaluation des charges verticales :

Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers {hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de 15 % pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.

- de 10 % pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

Les charges évaluées sur les poteaux de rive dans l'hypothèse de la discontinuité n'étant pas réduites.

Dans le cas d'éléments de rive prolongés par des parties en porte-à-faux, il est tenu compte de l'effet de console dans l'évaluation des charges transmises aux poteaux, en admettant la discontinuité des travées au droit des poteaux voisins des poteaux de rive.

B 8.1.2. - Evaluation des sollicitations dues aux forces horizontales :

Les sollicitations qui s'exercent sur les poteaux et les poutres assurant le contreventement des bâtiments à étages peuvent, -à défaut de calculs plus précis donnés par les méthodes classiques de RDM par exemple, être évaluées à partir d'hypothèses logiques simples.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des poutres porteuses du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on peut admettre :

- Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive étant toutefois affectés du coefficient 0,8;
- Que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés à mi-hauteur d'étage. Dans la hauteur de l'étage inférieur, les points de moment nul sont fixés en considération des liaisons avec les poutres du premier plancher et avec les organes de fondation ainsi que des conditions de déformation des fondations;
- Que les efforts normaux verticaux des poteaux d'une même file résultant de l'action des forces horizontales sont proportionnels à la distance de chacun des poteaux du point équidistant des deux poteaux de rive.

Article B 8.2. - COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER**B 8.2.1. - Poteaux soumis à une compression centrée :****B 8.2.1.0. - Définition :**

Un poteau est réputé soumis à une compression "centrée" s'il n'est sollicité en plus de l'effort normal de compression que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la stabilité et de la résistance des éléments qui lui sont liés et qui ne conduisent par ailleurs qu'à de petites excentricités de la force extérieure, c'est à dire n'excédant pas l'ordre de grandeur de la moitié de la dimension du noyau central.

B 8.2.1.1. - Poteaux soumis uniquement aux actions dues à des charges permanentes et a des charges d'exploitation :

Les combinaisons d'actions sont celles définies pour les poutres à l'article B 6.1.2.1.

Q_B représente alors l'action des charges d'exploitation évaluée au niveau considéré en faisant application s'il y a lieu de la loi de dépression dans les bâtiments à étages.

Dans les cas les plus courants, l'unique combinaison d'actions à considérer est :

$$1,35 G + 1,5 Q_B$$

B 8.2.1.2. - Poteaux soumis aux actions dues à des charges permanentes, des charges d'exploitation et au vent :

L'action du vent sur des poteaux soumis à une compression "centrée" ne peut se présenter que lorsque ces poteaux constituent membrure comprimée ou tendue d'un dispositif de contreventement.

Les combinaisons d'actions sont celles définies pour les poutres à l'article B 6.1.2.2., Q_B étant défini à l'article B 8.2.1.1.

Dans les cas les plus courants, les quatre combinaisons d'actions à considérer sont :

- (1) $1,35 G + 1,5 Q_B$
- (2) $1,35 G + 1,5 Q_B + W$
- (3) $1,35 G + 1,5 W + 1,3 \Psi_0 Q_B$
- (4) $G + 1,5 W$

Où Ψ_0 prend les valeurs indiquées à l'article A 3.1.3.1.

B 8.2.2. - Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme :

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles données par les Régies Parasismiques Algériennes RPA DTR BC 2.48 auxquelles il y a lieu de se référer.

B 8.2.3. - Autres poteaux :

Ce sont en particulier les poteaux d'ossatures calculées en portiques sous l'action des charges de pesanteur et du vent.

Les combinaisons d'actions à considérer sont celles données à l'article B 6.1.2.2. Pour les poutres, Q_B ayant cependant la même définition qu'en B 8.2.1.1.

Article B 8.3. - LONGUEUR DE FLAMBEMENT

La longueur de flambement l_f est évaluée en fonction de la longueur libre l_0 des pièces et de leurs liaisons effectives.

B 8.3.1. - Evaluation de la longueur libre :

La longueur libre l_0 d'un poteau appartenant à un bâtiment à étages multiples est comptée entre faces supérieures de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

La longueur libre l_0 des poteaux d'un hall ne comportant au-dessus du sol qu'un rez-de-chaussée couvert est comptée de la jonction avec la fondation ou de la face supérieure du plancher, haut du sous-sol au sommet du poteau.

B 8.3.2. - Cas du poteau isolé :

S'il n'existe aucun dispositif de construction susceptible de modifier la longueur de flambement, cette longueur l_f est prise égale à :

2 l_0 si le poteau est libre à une extrémité et encastré à l'autre **1 l_0** si le poteau

est articulé aux deux extrémités;

l_0 si le poteau est encastré aux deux extrémités dans le cas où ces extrémités peuvent se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe

Longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement;

$$\frac{l_0}{\sqrt{2}}$$

Si le poteau est articulé à une extrémité et encastré à l'autre;

$$\frac{l_0}{2}$$

Si le poteau est encastré aux deux extrémités dans le cas où ces deux extrémités sont empêchées de se déplacer l'une par rapport à l'autre suivant une direction perpendiculaire à l'axe longitudinal du poteau et située dans le plan principal pour lequel on étudie le flambement.

étudie le flambement.

B 8.3.3. - Cas des bâtiments :

B 8.3.3.1. - Pour les bâtiments à étages qui sont contreventés par un système de pans verticaux (avec triangulations, voiles en béton armé ou maçonnerie de résistance suffisante) et où la continuité des poteaux et de leur section a été assurée, la longueur l_f est prise égale à :

0,7 l_0 si le poteau est à ses extrémités :

- soit encastré dans un massif de fondation;

- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part;

l_0 dans tous les autres cas.

B 8.3.3.2. - Pour les autres bâtiments dont le contreventement est assuré par des ossatures, l'état -limite de stabilité de forme est à justifier cas par cas.

Article B 8.4. - JUSTIFICATION DES POTEAUX

B 8.4.1. - Détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis à une compression "centrée" :

Les poteaux rentrant dans cette catégorie sont définis en B.8.2.1.

Par ailleurs, les conditions de mise en oeuvre et, en particulier, la qualité des coffrages, doivent être telles que l'imperfection de rectitude des poteaux puisse être estimée au plus égale à la plus grande des deux valeurs 1 cm et $l_f/500$.

L'effort normal agissant ultime N_{ulim} d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{Br f_{c,28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Expression dans laquelle :

- **A** est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul;
- **Br** est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie;
 - $\gamma_b = 1,5$
 - $\gamma_s = 1,15$

α est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ ,

Qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 (\lambda / 35)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \frac{(50)^2}{\lambda} \quad \text{pour } 5 < \lambda \leq 70$$

L'élément λ d'une pièce comprimée de section constante est le rapport de sa longueur de flambement i_f définie en B 8.3 au rayon de giration i de la section droite du béton seul calculé dans le plan de flambement.

Les valeurs de α sont à diviser par 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Il convient d'appliquer une réduction complémentaire lorsque la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours (on prend la contrainte f_{cj} au lieu de f_c 28 et le coefficient de réduction est de 1.20 au lieu de 1.10).

Lorsque l'élanement est supérieur à 35, il ne peut, sans justifications plus précises, être tenu compte que des armatures disposées de façon à augmenter le plus efficacement possible la rigidité du poteau dans le sens où son moment d'inertie est le plus faible.

Dans les poteaux carrés, il s'agit des aciers disposés dans les angles.

Dans les poteaux rectangulaires dont le rapport des côtés est compris entre 0,9 et 1,1, on applique la régie des poteaux carrés.

Dans les autres poteaux rectangulaires, il s'agit des aciers

B 8.4.2. - Dispositions constructives des poteaux à compression centrée.

Les dispositions constructives des poteaux à compression centrée sont celles précisées à l'article A 8.1.

B 8.4.3. - Justification des poteaux chargés de façon excentrée ou soumis à des couples de flexion importants :

Il s'agit des poteaux visés au paragraphe B 8.2.3.. La justification de ces éléments est conduite en application des articles A 4.3.4., A 4.3.5. Et A 4.4.

Il n'a pas été tenu compte dans ces articles de l'accroissement de la résistance du béton après 28 jours. Dans certains cas, il est loisible, sur justifications, d'en tenir compte.

Article B 8.5. - JUSTIFICATION DES POTEaux DES OSSATURES DE BATIMENTS

B 8.5.1. - La justification peut être conduite par application directe de l'article A 4.4. Sous réserve que la longueur de flambement soit estimée d'une façon précise compte tenu de la rigidité effective des différents poteaux et traverses en béton armé, et de leur résistance aux déplacements.

B 8.5.2. - D'une façon plus rigoureuse, la méthode suivante, résultant également de l'application de l'article A 4.4. Peut être utilisée.

Les sollicitations du deuxième ordre peuvent être calculées avec les hypothèses de l'élasticité linéaire en prenant pour les

Rigidités (EI) des différents éléments des valeurs judicieusement choisies.

La stabilité est démontrée si, sous les sollicitations totales, les différentes sections (définies par le béton et les armatures) des divers éléments présentent un état de contraintes (équilibrant les sollicitations appliquées) compatible avec les rigidités choisies.

Si l'on prend l'exemple de la compression - flexion, on doit donc avoir, en toute section du poteau, pour la courbure $1/r$:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_s}{d} \leq \frac{M}{(EI) \text{ choisi}} \quad \text{si la section est fissurée;}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{bc1} - \varepsilon_{bc2}}{h} \leq \frac{M}{(EI) \text{ choisi}} \quad \text{si la section est entièrement comprimée}$$

Dans ces expressions, on désigne par :

M : le moment de flexion agissant à l'état limite ultime;

d : la hauteur utile de la section;

h : la hauteur totale de la section;

ε_{bc} : le raccourcissement relatif du béton sur la fibre extrême comprimée;

ε_{bc1} et ε_{bc2} : les raccourcissements relatifs du béton sur les deux fibres extrêmes;

ε_s : l'allongement relatif moyen de l'acier en traction compte tenu de l'action du béton tendu.

Article B 8.6. - POTEAUX PREFABRIQUES

Les problèmes spécifiques de la préfabrication résultent essentiellement de la conception et de la réalisation des joints de construction entre poteaux superposés ou entre poteaux et éléments de planchers ou de fondations.

Il convient d'examiner cas par cas l'utilisation de poteaux préfabriqués pour les constructions soumises à des sollicitations inhabituelles ou accidentelles (vibrations, séismes...) du fait de la faiblesse possible des liaisons verticales dans certains types de préfabrication. En tout état de cause ces poteaux sont :

- interdits d'utilisation en zone III des Régies Parasismiques Algériennes "R.P.A".
- interdits d'utilisation en zone II en cas de bâtiments ou ouvrages où le contreventement n'est pas assuré en totalité par des systèmes autres que les portiques.

Par ailleurs, toutes les prescriptions et dispositions constructives édictées par le RPA pour les poteaux coulés en place sont applicables aux poteaux préfabriqués et en particulier les dispositions prescrites pour les zones nodales.

B 8.6.1. - Cas des noeuds complets coulés en place :

Lorsque les liaisons entre pièces sont réalisées dans l'épaisseur du plancher (ou des fondations) par un clavetage bétonné en place dont les dimensions sont telles qu'il est possible de réaliser les continuités d'armatures nécessaires (voir fig. A), la préfabrication des poteaux ne donne pas lieu à des difficultés particulières de transmission des efforts, mais le bétonnage correct du noeud implique certaines précautions (composition granulaire, serrage...).

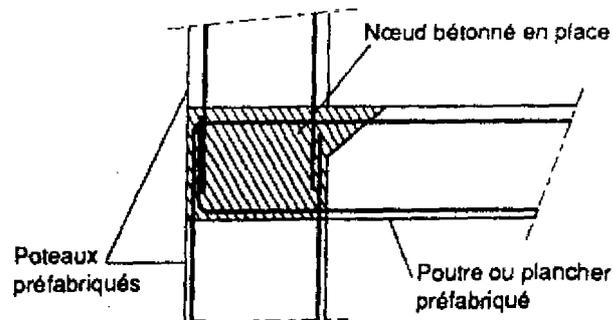


Fig. A

B 8.6.2. - Cas de joints d'épaisseur réduite :

Il importe d'examiner la transmission des efforts d'une part entre poteaux et planchers et d'autre part entre poteaux superposés,

B 8.6.2.1. - Liaison poteau-plancher :

La liaison poteau-plancher doit de préférence être prévue de telle sorte que la reprise de bétonnage poteau poutre (qu'il s'agisse de poutres préfabriquées ou coulées en place) ne soit pas dans le prolongement d'une des faces du poteau (voir fig. B).

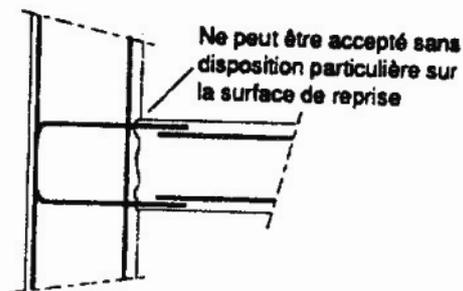


Fig. B

La liaison poteau-plancher doit être conçue également de façon à réaliser des conditions favorables de transmission des charges verticales. Il convient en particulier d'éviter des cheminements d'efforts faisant intervenir des éléments de natures ou d'âges différents, ou des parties fragiles.

La liaison poteau-plancher doit être conçue également de telle sorte que les aciers de chaînage prévus dans le plancher s'opposent à tout déplacement horizontal de la tête du poteau inférieur ou du pied du poteau supérieur.

B 8.6.2.2. - Liaison entre poteaux superposés :

La liaison entre poteaux superposés est habituellement conçue pour assurer essentiellement la transmission des charges verticales centrées au sens défini à l'article B 8.2.1.0.. Un dispositif de goujonage ou tout autre système équivalent doit s'opposer à tout mouvement relatif des poteaux et planchers. Sauf dispositifs spéciaux, les goujons ne sont pas pris en compte dans les justifications de résistance aux charges verticales centrées. La transmission des efforts est généralement assurée par une couche de mortier de faible épaisseur, 2 cm au maximum (hors réservation pour les goujons). Cette couche peut être mise en place avant ou après pose du poteau supérieur; dans ce dernier cas il convient de réaliser un certain matage.

Les liaisons entre poteaux superposés sont justifiées à l'état -limite ultime de résistance. La sollicitation ultime à envisager correspond à l'effort normal et à une excentricité fixée à la plus grande des trois valeurs : 2 cm ou 1/250 ou celle résultant des conditions d'appui du plancher à l'étage considéré.

On peut admettre que les charges des étages supérieurs sont recentrées en pied de poteau aux différents niveaux.

La surface sur laquelle s'applique cette sollicitation ultime est la surface efficace du joint de mortier ou béton. Dans le cas de joints non débordants, cette surface est délimitée par le contour tracé à 1 cm en retrait à partir du contour du joint (fig. 1). Dans le cas de joint débordant, cette surface correspond à la partie commune au poteau et au joint (fig. 2).

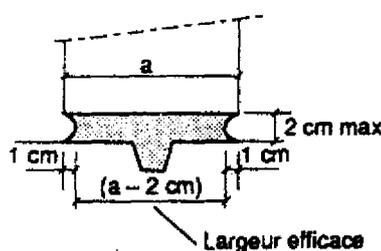


Fig.1

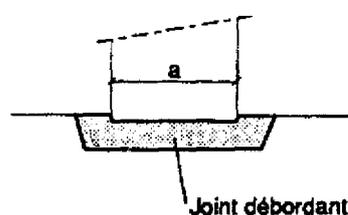


Fig.2

Compte tenu des coefficients minorations des résistances des matériaux (béton ou mortier) la contrainte de compression ultime est fixée à $0,4 f_{e2s}$.

B 8.6.2.3. - Autres conditions :

B 8.6.2.3.1. - il est tenu compte des liaisons entre poteaux et planchers et entre poteaux superposés dans l'estimation de la longueur de flambement l_f permettant la justification du poteau en zone courante. Sauf dispositifs spéciaux, la longueur de flambement l_f est prise égale à l_0 étant défini à l'article B 8.3.1.

La participation des poteaux préfabriqués au contreventement d'un bâtiment ne peut être envisagée que sur justification spéciale des liaisons et en tenant compte des limitations énoncées en tête de B 8.6.

B 8.6.2.3.2. - Les dispositions de stockage, transport, levage et mise en place, doivent, le cas échéant, faire l'objet de justifications.

B 8.6.2.3.3. - Les aciers comprimés du poteau ne traversant pas habituellement les joints, il y a lieu de resserrer les cadres et épingles aux extrémités concernées du poteau considéré.

CHAPITRE B 9

FONDTATIONS

Article B 9.0. - GENERALITES

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols relève de disciplines et de techniques qui ne peuvent être traitées dans le cadre des présentes régies.

Les questions abordées dans ce chapitre ne concernent que la détermination des dimensions des éléments de fondation en tant qu'éléments de béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes;

- une force horizontale, résultant par exemple de l'action du vent, qui peut être variable en grandeur et en direction;
- un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Article B 9.1. - DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

B 9.1.1. - Fondations excentrées :

Il convient d'éviter dans la mesure du possible les fondations excentrées. Dans le cas où il n'est pas possible de les éviter, on adopte des dispositions pour pallier les effets de l'excentrement (poutres de redressement rigides par exemple), ou bien on détermine, dans les conditions probables de la déformation, la position de la résultante des réactions du sol et on tient compte des effets de l'excentrement correspondant tant sur la semelle de fondation que sur le point d'appui et sur les éléments de plancher que ce dernier supporte.

B 9.1.2. - Transmission des efforts des points d'appui aux éléments de fondation :

Aux jonctions des points d'appui avec les semelles de fondation, on vérifie les conditions de transmission des efforts des points d'appui aux semelles et notamment les conditions d'ancrage des barres.

Dans le cas où les poteaux de la structure sont sollicités au niveau supérieur des semelles par des moments fléchissant susceptibles de déterminer des efforts de traction sur une ou plusieurs faces, on est souvent conduit à retourner horizontalement les barres longitudinales des poteaux en les croisant à la partie inférieure des semelles.

Article B 9.2. - COMBINAISONS D' ACTIONS A CONSIDERER

Dans le cas général, les combinaisons d'actions à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux à l'article B 8.2.2. Et pour les poutres à l'article B 6.1.2. Dans le cas particulier de points d'appui soumis à une charge réputée centrée, les combinaisons d'actions sont celles définies à l'article B 8.2.1. Et lorsque le point d'appui n'intervient pas dans la stabilité sous l'action du vent ou du séisme la combinaison d'actions à considérer est essentiellement :

$$1,35 g + 1.5 Q_B$$

Il est tenu compte, éventuellement, dans Q_B de la dégression des charges d'exploitation aux différents niveaux de bâtiments à étages.

Article B 9.3. - METHODES DE CALCUL PERMETTANT LA JUSTIFICATION DES ORGANES DE FONDATION

Si l'on exclut :

- les fondations par radier général qui, en tant qu'ouvrages de béton armé, ne soulèvent pas de difficultés différentes de celles des planchers;
- les massifs sur un grand nombre de pieux, ces massifs étant considérés comme indéformables;
- éventuellement d'autres systèmes spéciaux de fondations;

Les fondations par semelles peuvent, dans de nombreux cas, être justifiées en utilisant la "méthode des bielles" qu'il s'agisse :

- de semelles continues sous murs, reposant sur le sol;
- de semelles sous points d'appuis isolés, reposant sur le sol;
- de semelles sur pieux, ces derniers étant en nombre limité sous un même point d'appui.

L'application de la "méthode des bielles" à ces différents cas est définie au DTR BC 2.331 qui expose également une méthode de calcul d'application plus générale que l'on peut utiliser notamment dans les cas où la méthode des bielles n'est pas applicable.

ANNEXE - C

REGLES TRANSITOIRES RELATIVES A LA DEFINITION DES VALEURS REPRESENTATIVES DES ACTIONS ET DES COMBINAISONS D'ACTIONS DANS LES CAS COURANTS.

En attendant la parution de prescriptions réglementaires qui auront à régir ce domaine, la présente annexe définit dans le domaine des bâtiments, pour les cas courants :

- en C.1 les valeurs représentatives des charges d'exploitation et des charges climatiques.
- en C.2 les combinaisons d'actions pour la vérification des états limites ultimes de résistance et des états limites de service.

C.1. - VALEURS REPRÉSENTATIVES DES ACTIONS VARIABLES COURANTES DANS LE DOMAINE DES BATIMENTS.

C.1.1. - Valeurs nominales des charges d'exploitation.

Les valeurs nominales à considérer sont celles définies dans le document technique réglementaire en vigueur DTR BC 2.2.

C.1.2. - Valeurs nominales des charges climatiques.

C.1.2.1. - Actions du vent.

La valeur de calcul est en règle générale prise égale à :

- Vis-à-vis des états limites ultimes de résistance, 1.2 fois la "charge normale" ou "de référence".
- Vis-à-vis des états limites de service, cette même "charge normale" ou "de référence".

Il est précisé que la "charge normale" ou "de référence" est la valeur calculée en utilisant la pression dynamique de base après application des coefficients d'ajustement liés à la position et à la nature de la construction.

La valeur de calcul définie ci-dessus peut cependant être réduite :

- pour certains états limites de service autres que ceux susceptibles de mettre en cause la durabilité des constructions, par exemple les états limites liés à des restrictions d'exploitation, des questions d'aspect ou de confort;

- En situation d'exécution lorsque les conditions locales ou météorologiques le permettent (notamment en fonction de la durée de la phase de chantier considérée).

C.1.2.2. - Actions de la neige :

La valeur caractéristique de la charge de neige est fixée par la réglementation en vigueur.

C.1.3. - Autres valeurs représentatives des actions d'exploitation ou climatiques :

NATURE DES CHARGES		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vent		0,77	0,2	0
	≤ 500 m	0,77	0,15	0
Neige pour ne altitude	>500 m	0,77	0,30	0,1
Variations uniformes de la température		0,6	0,5	0

Pour les actions climatiques elles figurent dans le tableau ci-dessous:

C.2. - Combinaisons d'actions :

Les paragraphes suivants précisent les combinaisons d'actions à considérer dans les cas courants pour la vérification des états limites ultimes de résistance et des états limites de service.

Il est rappelé que toutes les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément. Pour un ouvrage donné, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives; en particulier l'indication "ou" dans les tableaux qui suivent marque la nécessité d'effectuer un choix dans ce sens.

Les notations utilisées dans les tableaux sont définies ci-après :

G : Charges permanentes (définies en A.3.1.2.);

Q : Charges d'exploitation des bâtiments;

W : Actions du vent, évaluée selon C.1.2.1. Pour les bâtiments;

Sn : Action de la neige, évaluée selon C.1.2.2.

T : Variations uniformes de la température;

$\Delta\theta$: Gradient thermique, dans les cas où le marché le prescrit.

Les combinaisons d'actions à considérer en situation d'exploitation figurent dans les tableaux suivants en précisant que:

- Les combinaisons faisant intervenir la neige et le vent dépendent des conditions de compatibilité indiquées en 0.1.2.2.; elles sont d'ailleurs rarement défavorables pour les toitures, 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 de ces ponts roulants.

C.2.1. - Pour la vérification des états limites ultimes de résistance :

Actions permanentes	ACTIONS VARIABLES		
	de base γ_{Q1}^{Q1}	D'accompagnement $1,3 \Psi_{Q2}^{Q2 (1)}$	D'accompagnement $1,3 \Psi_{Q3}^{Q3 (2)}$
$1,35 G_{max} + G_{min}$			
$1,35G$ ou G	$1,5 Q_B$	O ou W ou S_n Ou $W + S_n$	O ou $0,8 T$
	$1,5 W$	O ou $1,3 \Psi_o Q_B$ ou S_n Ou $1,3 \Psi_o Q_B + S_n$	O ou $0,8 T$
	$1,5 S_n$	O ou $1,3 \Psi_o Q_B$ ou w ou $1,3 \Psi_o Q_B + w$	O ou $0,8 T$

1. - Pour les charges d'exploitation, la valeur de Ψ_o est égale à 0,77 (*) pour tous les locaux à l'exception des archives et des parcs de stationnement pour lesquels sa valeur est de 0,9.

* Lorsque l'action de base est la neige, pour une altitude > 500.m, cette valeur est à majorer de 10 %.

2. - Les effets de la température ne sont généralement pas pris en compte; s'ils doivent intervenir en tant qu'action de base, ils sont introduits avec le coefficient 1.35.

C.2.2. - pour la vérification des états limites de service :

Actions permanentes	ACTIONS VARIABLES	
G _{max} + G _{min}	de base Q ₁ (1)	D'accompagnement 1,3 Ψ _{Q2} ^{Q2} (2)
G	Q _B	0 ou 0,77 W ou S _n
	W	0 ou Ψ ₀ Q _B
	S _n	0 ou Ψ ₀ Q _B ou w ou 1,3 Ψ ₀ Q _B

1. - Lorsqu'il y a lieu d'introduire la température en tant qu'action de base, elle intervient avec sa valeur nominale.

2. - Pour les charges d'exploitation, la valeur de Ψ₀ est égale à 0,77 (*) pour tous les locaux à l'exception des archives et des parcs de stationnement pour lesquels sa valeur est de 0,9.

(*) Lorsque l'action de base est la neige, pour une altitude > 500 m, cette valeur est à majorer de 10 %.

Il est rappelé que les combinaisons à considérer dépendent de la définition des états limites de service. En général les actions de base sont seules à intervenir, par exemple, pour les états limites de déformation.

Les effets des variations dimensionnelles (notamment dues à la température) peuvent être négligés sous réserve de respecter certaines dispositions constructives relatives aux distances entre joints, à la flexibilité des appuis et aux pourcentages minimaux d'armatures (cf. en B.5).

ANNEXE - D

METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL DES FLECHES

On peut admettre que I_f est défini par la relation :

$$I_f = 1.1 \frac{I_o}{1 + \lambda \mu}$$

Dans laquelle les coefficients λ et μ sont égaux à :

$$\lambda = \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_o}{b}) \rho} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_o}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si la valeur de } \mu \text{ résultant de cette expression est positive et zéro de cas contraire.}$$

Dans ces expressions :

I_o - désigne le moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec $n = 15$;

f_{t28} - la résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en MPa (ou N/rnm²);

σ_s - la contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré;

ρ - le "pourcentage" ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure;

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

b_0 - la largeur de la nervure et b celle de la table de compression.

Les courbures $\frac{1}{r_i}$ et $\frac{1}{r_v}$ sont évaluées en prenant en compte

Respectivement les moments d'inertie I_{fi} et I_{fv} correspondant à λ_i , et à λ_v et les modules de déformation longitudinale correspondants E_i et $E_v = 1/3 E_i$ (articles A.2.1.2.1. et A.2.1.2.2.).

$$\frac{1}{r_i} = \frac{M}{E_i I_{fi}} \text{ et } \frac{1}{r_v} = \frac{M}{E_v I_{fv}}$$

M étant le moment fléchissant qui sollicite la section considérée sous la combinaison d'état limite de service envisagé.

A défaut d'une justification basée sur l'évaluation des déformations à partir des valeurs des courbures, on peut admettre que les flèches f_i et f_v sont égales à

$$f_i = \frac{MI^2}{10 E_i I_i} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{MI^2}{10 E_v I_v}$$

Ces expressions approchées étant applicables aux cas des poutres simplement appuyées ou continues et aux bandes de dalles continues ou non, dirigées dans le sens de la petite portée. Dans tous les cas, l désigne la portée mesurée entre nus d'appuis de la travée considérée et M le moment fléchissant maximal produit dans cette travée par le cas de charge envisagé. Ce moment ne doit pas être inférieur aux valeurs données par application de la méthode forfaitaire (annexe E).

Pour les consoles à défaut de justifications plus précises, on peut également admettre que les flèches f_i et f_v de l'extrémité de la console correspondant aux déformations instantanées et de longue durée, ont respectivement pour valeurs :

$$f_i = \frac{MI^2}{4 E_i I_i} \quad \text{et} \quad f_v = \frac{MI^2}{4 E_v I_v}$$

Il convient d'ajouter à ces valeurs le déplacement résultant de la rotation de la section d'encastrement, si cette rotation ne peut être considérée comme négligeable.

ANNEXE - E

METHODE DE CALCUL APPLICABLE AUX PLANCHERS A CHARGE D'EXPLOITATION MODEREE, DITE "METHODE FORFAITAIRE"

E.O. - DOMAINE D'APPLICATION

Le domaine d'application est défini à l'article B.6.2.2.1.0

E.0.- PRINCIPE DE LA MÉTHODE

Le principe de la méthode est exposé à l'article B.6.2.2.1.1.;

E.2. - CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE

Valeurs des coefficients soit :

- Mo la valeur maximale du moment fléchissant dans la "travée de comparaison" c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

- M_w et M_e respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite et M_t le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée;

- α Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation

$$\left(\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} \right)$$

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$1. \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_o$$

Le second membre de l'inégalité n'étant pas inférieur à $1,05.M_o$.

2. Le moment maximal en travée M_t n'est pas inférieur à :

$$\frac{(1 + 0,3 \alpha)}{2} M_o \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$\frac{(1,2 + 0,3 \alpha)}{2} M_o \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

3. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n'est pas inférieure à :

0,60 M_o dans le cas d'une poutre à deux travées;

0,50 M_o dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une

0,40 Mo Poutre à plus de deux travées;
dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement sur un appui de rive, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée.

Tableau de quelques valeurs numériques ;

	$Q_B=G/5$	$Q_B =G/4$	$Q_B=G/2$	$Q_B =G$	$Q_B =3/2G$	$Q_B=2G$
a	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{5}$	$\frac{2}{3}$
$1 + 0,3 \alpha$	1,05	1,06	1,10	1,15	1,18	1,20
$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2}$	0,525	0,53	0,55	0,575	0,59	0,60
$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2}$	0,625	0,63	0,65	0,675	0,69	0,70

E.3. - Détermination de la longueur des chapeaux et arrêts des barres inférieures de second lit :

Dans le cas général, on applique les régies données l'article B.6.2.3.1. "Courbes enveloppes".

Lorsque la charge d'exploitation est au plus égale à la charge permanente et lorsque ces charges peuvent être considérées comme uniformément réparties, on peut se dispenser du tracé des courbes enveloppes sous réserve que les dispositions suivantes soient adoptées;

Si l'on prend pour les moments sur appuis les valeurs absolues minimales définies en E2. Alinéa 3 ci - avant, à moins de justifications plus précises, la longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- à $1/5$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive;

- à $1/4$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considérée s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

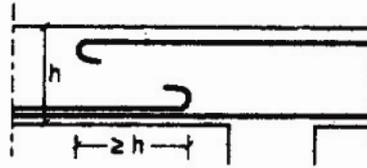
La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $1/10$ de la portée.

En tout état de cause, l'attention des projeteurs est appelée sur les points suivants :

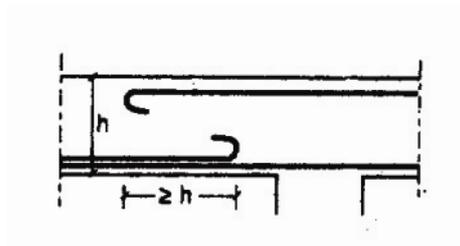
a) Dans une poutre continue comportant des travées inégales ou inégalement chargées, les chapeaux doivent s'étendre dans les travées les plus courtes et les moins chargées sur une longueur plus grande que dans les travées les plus longues et les plus chargées.

b) La disposition des ancrages des chapeaux et des barres

Inférieures de renfort doit être telle fissures sensiblement inclinées à 45 disposition de la figure lorsqu'on emp arrêtees par scellement droit, il n'y particulières à respecter par suite du c enveloppe des moments (art. A.4.1.5).



formation de d'adopter la cas de barres prescriptions de la courbe



ANNEXE - F

CALCUL DES PANNEAUX DE HOURDIS RECTANGULAIRES UNIFORMEMENT CHARGES ARTICULES SUR LEUR CONTOUR

Soit l_x et l_y les dimensions, mesurées entre nus des appuis, d'un tel panneau (on suppose $0,40 \leq l_x / l_y \leq 1$) et p la charge uniformément répartie par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

- dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x p l_x^2$
- dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y M_x$

$$\mu_x = \frac{M_x}{p l_x^2} \quad \text{et} \quad \mu_y = \frac{M_y}{M_x}$$

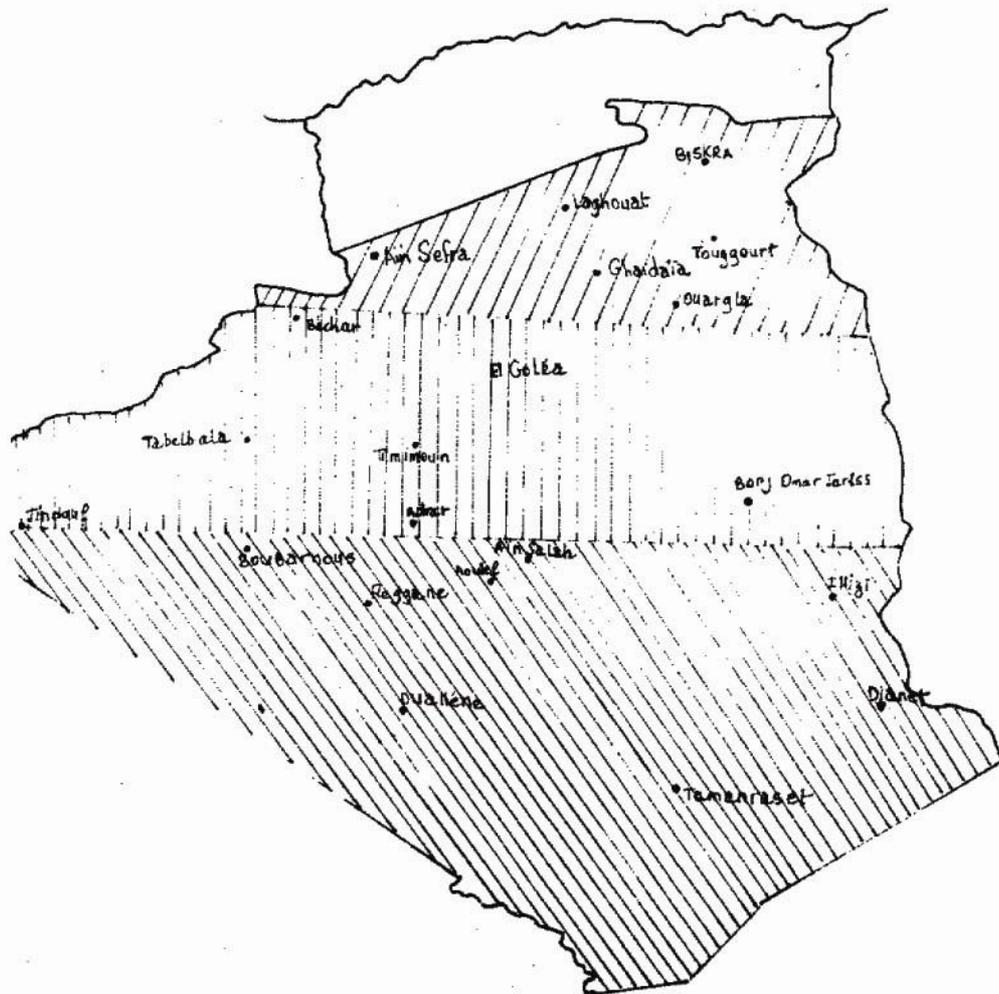
Sont données en fonction du rapport $\alpha = l_x / l_y$ par le tableau de valeurs numériques ci-dessous :

$\alpha = \frac{I_x}{I_y}$	V=0(*)	
	$\mu_x = \frac{M_x}{pI_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,110	
0,45	0,102	
0,50	0,095	
0,55	0,088	
0,60	0,081	0,305 (**)
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
1,00	0,037	1,000

(*) Il est rappelé que, sauf cas particulier, le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0,2 pour le calcul des déformations (Article A.2.1.3).

(**) Les valeurs de μ_y inférieures à 0,25 (correspondant à $\alpha \leq 0,557$) ne sont pas à prendre en considération, en application de l'article A.7.2.4.1.

CARTE DE ZONAGE CLIMATIQUE PROVISOIRE DE L'ALGERIE



-  ZONE D1
-  ZONE D2
-  ZONE D3

TITRES DEJA PARUS

DOCUMENTS TECHNIQUES REGLEMENTAIRES

- D.T.R.-B.C.2.48** Régies Parasismiques Algériennes -R.P.A. 88 (1989).
- D.T.R. - B.C.2.2** Charges permanentes et charges d'exploitation (1989).
- D.T.R. - B.C.2.1** Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages (1989).
- D.T.R. - B.E.2.1** Régies d'exécution des travaux de construction des ouvrages en béton armé (1991).
- D.T.R. - B.E.1.2** Régies d'exécution des travaux de terrassement pour le bâtiment (1991).
- D.T.R. - B.E.1.31** Régies d'exécution des travaux de fondations superficielles (1991).
- D.T.R. - B.E.2.2** Régies d'exécution des travaux de construction des parois et murs en béton banché (1991).
- D.T.R. - B.C.2.42** Régies de conception et de calcul des parois et murs en béton (1999).
- D.T.R. - B.C.2.33.1** Régies de calcul des fondations superficielles (1992).
- D.T.R. B.C.2.31** Dénomination provisoire des sols et des roches.
- D.T.R. - B.C.2.32** Méthodes de sondages et d'essais de sois.
- D.T.R. - B.E.2.31** Travaux de fondations profondes.
- D.T.R. - B.C.2.33.2** Méthodes de calcul des fondations profondes.
- D.T.R. B.C.2.41** Régies de conception et de calcul des structures en béton Armé "C.B.A 93". (1994).

Autres Publications

- Contrôle de qualité des ouvrages de Génie Civil (1) (1989).
- Calcul pratique des structures métalliques (1).
- Aléa sismique et micro zonage "cas de l'Algérie" (1991) (2).
- Evaluation et vulnérabilité du risque sismique, en Algérie (1991) (2).
- Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages (1992).
- Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement. (1992).
- Risque sismique en Algérie. (1994).
- Comment se comporter en cas de séisme. (bilingue) (1994).
- Guide de construction parasismique des maisons individuelles et bâtiments assimilés. (1994).

A paraître :

D.T.R. – B.E.1.1 Travaux de sondages et d'essais de sol (1995)

D.T.R. - B.C. 2.43 Règles de conception et de calcul des structures métalliques (1996);

(1) Co Edition OPU/CGS

(2) Titre épuisé.